M. J. TOMLINSON

C. Eng., F.I.C.E., A.M.I. Struct. E.

Proiectarea și executarea FUNDAȚIILOR

Traducere după ediția a doua în limba engleză

Editura tehnică
București

Cuprins

Prefaţa la ediţia în limba română 5
Prefaţă la ediţia a doua 7
Prefaţă la prima ediţie 9
Lista simbolurilor 15

Cap. 1. Prospecţiuni geotehnice 17

Introducere. Date informative obţinute prin prospecţiunile pe teren. Studii asupra pămînturilor şi rocilor stîncoase. Prospecţiuni prin foraje. Încercări de permeabilitate pe teren. Studii pentru fundarea construcţiilor în uscat. Metode geofizice de prospectare. Încercări de laborator asupra pămînturilor şi rocilor stîncoase. Avize geotehnice. Proprietăţile geotehnice ale diferitelor pămînturi şi roci stîncoase.

Cap. 2. Principiile generale de proiectare a fundaţiilor 83

Introducere şi definiţii. Calculul capacităţii portante prin metodele analitice ale mecanicii pămînturilor. Evaluarea presiunilor admisibile pe teren prin metode empirice. Presiuni admisibile pentru pămînturi cu frecare internă şi coeziune. Capacitatea portantă a radierelor mari de fundaţie în argile. Coeficienţi de siguranţă. Tasări totale şi diferenţiale. Distribuţia presiunilor sub fundaţii. Evaluarea tasării fundaţiilor în pămînturi necoezive. Evaluarea tasărilor de consolidare în pămînturi argiloase. Exemple de calcul.

Cap. 3. Proiectarea fundaţiilor în terenuri instabile 145

Introducere. Umezirea şi uscarea pămînturilor argiloase. Mişcarea terenului datorită temperaturilor joase, infiltraţiilor şi eroziunilor de suprafaţă, vibraţiilor şi alunecărilor de versanţi. Prăbuşiri în zonele cu excavaţii miniere. Protecţia împotriva tasărilor datorite execuţiei galeriilor miniere. Protecţia împotriva tasărilor în zonele cu exploatări miniere vechi. Fundaţii pe terenuri de umplutură. Fundaţii de maşini. Vibraţiile maşinilor. Exemple de proiectare a fundaţiilor de maşini.

Cap. 4. Fundaţii de suprafaţă 186

Introducere. Presiuni admisibile pentru fundaţiile pe pămînturi necoezive şi coezive. Încărcări excentrice. Fundaţii continue pentru ziduri portante. Fundaţii continue de beton armat. Fundaţii izolate. Fundaţii lîngă construcţii existente. Fundaţii continue sub stîlpi. Fundaţii sub stîlpi metalici portanţi. Fundaţii radier. Exemple de calcul.

Cap. 5. Fundaţii pe radiere flotante şi subsoluri (fundaţii casetate) 241

Introducere. Efectul de flotaţie şi frecare negativă. Exemple de radiere flotante. Exemple de subsoluri. Umflarea terenului în săpăturile adînci. Metode de execuţie

pentru subsoluri. Subsoluri pe piloţi. Proiectarea radierelor la subsoluri. Ziduri de rezistenţă la subsoluri. Proiectarea plăcii de pardoseală. Impermeabilizări. Tratarea infiltraţiilor în subsoluri.

Cap. 6. Fundaţii pe pile şi chesoane 279

Introducere şi definiţii. Frecarea laterală pe pile şi chesoane. Fundaţii pe pile şi chesoane pe stîncă. Rezistenţa la sarcini orizontale. Excavaţii manuale pentru fundaţiile pe pile. Căptuşirea puţurilor. Tipuri de chesoane. Proiectarea chesoanelor deschise şi a fundaţiilor monolite. Dispoziţia generală şi principii de proiectare a chesoanelor cu aer comprimat. Materiale pentru chesoane. Frecare laterală. Detalii de proiectare. Execuţia chesoanelor şi metode de lansare. Exemple de proiectare şi execuţie a chesoanelor.

Cap. 7. Fundaţii pe piloţi-1. Capacitatea portantă a piloţilor şi a grupurilor de piloţi 330

Introducere şi definiţii. Comportarea sub încărcare a piloţilor şi a grupurilor de piloţi. Calculul capacităţii portante a piloţilor izolaţi bătuţi în pămînt şi pe stîncă. Calculul capacităţii portante a piloţilor izolaţi foraţi în pămînt şi pe stîncă. Capacitatea portantă a piloţilor bătuţi şi a celor turnaţi pe loc. Frecarea negativă. Capacitatea portantă a grupurilor de piloţi. Distanţele dintre piloţi în grup. Piloţii încărcaţi axial, consideraţi ca stîlpi. Piloţi rezistenţi la smulgere. Piloţi supuşi la încărcări orizontale sau înclinate. Comportarea piloţilor sub încărcări dinamice. Calculul capacităţii portante prin formule dinamice. Exemple de calcul.

Cap. 8. Fundaţii pe piloţi-2. Metode de proiectare şi execuţie 406

Utilaje pentru introducerea piloţilor. Piloţi introduşi prin spălare. Înfigerea piloţilor prin vibrare. Înfigerea piloţilor de pe apă şi prin terenuri dificile. Bateri şi încărcări de probă. Tipuri de piloţi bătuţi — de lemn, de beton prefabricat şi beton precomprimat, din profile metalice în dublu T, casetate şi tubulare. Sisteme de piloţi prefabricaţi de beton. Tipuri de piloţi bătuţi şi turnaţi pe loc. Piloţi înşurubaţi. Tipuri de piloţi foraţi cu secţiune constantă sau cu bază lărgită. Piloţi compuşi (din materiale diferite). Proiectarea radierelor şi grinzilor de solidarizare. Consideraţii economice. Alegerea tipului de piloţi.

Cap. 9. Executarea fundaţiilor 491

Pregătirea şantierului şi lucrări preliminare. Metode de excavare. Excavaţii în roci stîncoase. Stabilitatea taluzurilor la săpăturile deschise. Săpături de şanţuri. Sprijinirea săpăturilor cu elemente de lemn şi cu palplanşe, sprijinirea puţurilor şi a săpăturilor de dimensiuni mari. Materiale pentru sprijinirea săpăturilor. Calculul împingerii pămîntului la săpăturile de mică adîncime şi la cele adînci. Stabilitatea generală a săpăturilor sprijinite. Exemple de calcul.

Cap. 10. Batardouri 541

Introducere. Batardouri umplute cu pămînt sau cu anrocamente. Palplanşe de lemn, căsoaie şi baraje din căsoaie. Proiectarea şi execuţia batardourilor cu un singur rînd de palplanşe. Exemple de batardouri cu un singur rînd de palplanşe. Batardouri cu două rînduri de palplanşe. Batardouri celulare. Batardouri cu pereţi de beton — pe piloţi foraţi, cu diafragme continue, din blocuri prefabricate, cu cadre din beton precomprimat. Batardouri mobile. Executarea fundaţiilor sub apă. Exemple de calcul.

Cap. 11. Controlul apei subterane în excavaţii 602

Introducere. Infiltrarea apei în excavaţii. Calculul vitezei şi debitului de infiltrare. Epuismente prin pompare din puţuri deschise, cu filtre aciculare, din puţuri forate,

prin electroosmoză. Injecții cu ciment, argilă sau substanțe chimice. Metoda congelării. Tasările provocate de coborîrea nivelului apei subterane și prevenirea lor. Excavații în zone cu ape arteziene. Vibroflotația.

Cap. 12. Sprijinirea și subzidirea construcțiilor 642

Introducere. Metode de sprijinire. Subzidiri în vederea asigurării construcțiilor lîngă care se execută excavații. Subzidiri prin tălpi continue, pile sau piloți. Subzidiri cu prese hidraulice. Utilizarea injectărilor și a congelării. Deplasarea construcțiilor.

Cap. 13. Protecția fundațiilor împotriva acțiunii distructive a terenului și a apei subterane 665

Introducere. Cercetări asupra terenului și apei subterane. Protecția elementelor de lemn prin creozotare și betonare. Acțiunea animalelor marine. Protecția piloților metalici împotriva coroziunii prin vopsire și prin fenomene catodice. Acțiunea sulfaților asupra fundațiilor de beton. Acțiunea apei de mare asupra betonului. Acțiunea acizilor organici, reziduurilor chimice și industriale și a înghețului. Corodarea armăturii.

Anexa A. Proprietățile materialelor 681
Anexa B. Dimensiunile ochiurilor sitelor 682
Index 683

Planșele cu fotografii (I—XVI) se găsesc la finele volumului.

Lista de simboluri*

A	secţiunea de bază a fundaţiei
B	lăţimea fundaţiei
b	lăţimea fundaţiei
C	constanta de compresibilitate (la încercarea „olandeză" de penetrare)
C_{kd}	rezistenţa pe con (la încercarea „olandeză" de penetrare)
$\overline{c}$	coeziunea unitară
c	coeziunea unitară medie
C_c	coeficientul de compresibilitate
C_v	coeficientul de consolidare
D	adîncimea fundaţiei sub suprafaţa terenului
d	adîncimea efectivă
E	modulul de elasticitate Young
E_f	raportul de eficienţă al grupei de piloţi
e	indicele porilor (sau excentricitatea)
F_1, F_2	factorii pentru calculul tasării instantanee
f_s	frecarea laterală unitară
H	grosimea stratului de pămînt
H_c	înălţimea critică a taluzului
I	momentul de inerţie
I_p	factorul de influenţă pentru calculul tasării instantanee
K	coeficientul de permeabilitate
K_a	coeficientul împingerii active a pămîntului
K_p	coeficientul împingerii (rezistenţei) pasive a pămîntului
K_s	coeficientul de frecare laterală la piloţi
K_v	modulul de compresibilitate
L	lungimea fundaţiei
L_w	limita de curgere
L_p	limita de frămîntare
l	deschiderea grinzii de fundaţie
l_a	braţul de pîrghie al momentului de rezistenţă
M	momentul de încovoiere
M_r	momentul de rezistenţă
m	modulul lui Poisson
m_v	coeficientul de compresibilitate volumică
N	numărul de lovituri la penetrarea standard
N_c, Nq, $N\gamma$	factorii de capacitate portantă
P_a	împingerea totală la zidurile de sprijin
p	sarcina geologică totală
p_o	sarcina geologică efectivă
p_{cb}	rezistenţa admisibilă la compresiune din încovoiere, la beton
p_{st}	rezistenţa admisibilă la întindere în armătură
Q	debitul de pompare al unui puţ

---

* Unele simboluri sînt diferite de cele prevăzute în standardele româneşti — *N. T.*

Q_d	capacitatea portantă limită a unei fundații de adîncime
Q_{pr}	capacitatea portantă limită a terenului sub o fundație de adîncime
Q_p	capacitatea portantă limită a unui pilot izolat
Q_u	capacitatea portantă limită a unui grup de piloți
q	presiunea unitară totală (brută) pe terenul de fundație
q_a	presiunea admisibilă unitară
q_b	rezistența unitară pe vîrf
q_e	presiunea efectivă unitară
q_f	capacitatea portantă unitară limită
q_n	presiunea unitară netă pe terenul de fundație
q_s	capacitatea portantă unitară maximă (admisibilă)
s	rezistența la tăiere
s_p	rezistența admisibilă la poansonare
T	factorul (de) timp
l_y	limita de curgere a armăturii
u	rezistența la zdrobire a betonului (pe cuburi de probă)
W	sarcina verticală totală a unei fundații
Z_p	modulul secțiunii palplanșei
z	adîncimea sub talpa fundației
δ	tasarea sau unghiul de frecare beton/pămînt
Φ	unghiul rezistenței la tăiere
γ	densitate
γ_w	densitatea apei
γ_{sat}	greutatea volumică a pămîntului saturat
γ_{sub}	greutatea volumică a pămîntului imersat
λ	factorul de formă
μ	coeficient folosit la calculul ρ_c
ρ_c	tasarea prin consolidare
ρ_f	tasarea finală
ρ_i	tasarea imediată (instantanee)
ρ_{cd}	tasarea calculată pe baza încercărilor în edometru
τ_z	efortul vertical într-un punct situat la adîncimea z sub talpa fundației
τ	efortul de tăiere.

Tabelul 1.1

Criterii de bază pentru identificarea pe teren și clasificarea pământurilor reproduse din normativul C P 2001 : 1957

	Dimensiunea și natura particulelor			Caracteristici de rezistență și structurale			
	Principalele tipuri de pământuri		Tipuri complexe	Rezistență		Structură	
	Tipuri	Identificare pe teren		Denumire	Încercare pe teren	Denumire	Identiiicare pe teren
	1	2	3	4		5	
Cu particule mari, necoezive	Blocuri	Cu diametrul mai mare decît 8 in. (20 cm)	Pietrișuri cu bolovani Balast Pietrișuri cu nisip	Afînate	Pot fi săpate cu hîrletul. Un țăruș cu diametrul de 5 cm poate fi înfipt cu ușurință	Omogene	Depozite constituite în principiu dintr-un singur tip
	Bolovani	Preponderent între 8 in. (20 cm) și 3 in. (7,6 cm)					
	Pietrișuri	Preponderent între 3 in. (76 mm) și sita brit. nr. 7 (2,4 emm)*		Îndesate	Se pot săpa numai cu tîrnăcopul. Un țăruș cu diametrul de 5 cm poate fi înfipt cu greu mai mult de cîțiva cm.		
	Uniforme — Nisipuri	Alcătuite în majoritate din particule corespunzătoare sitelor brit. nr. 7 și 200 (2,4 mm și 0,076 mm), vizibile cu ochiul liber. În stare uscată, foarte puțin coezive sau necoezive.	Nisipuri prăfoase Nisipuri micacee Nisipuri lateritice Nisipuri argiloase	Slab cimentate	Examinare vizuală. Cu tîrnăcopul se desfac în bucăți, care pot fi sfărîmate cu degetul	Stratificate	Straturi alternative de tipuri diferite
	Neuniforme — Nisipuri	Nisipurile pot fi clasificate în uniforme sau neuniforme în funcție de compoziția granulometrică. Nisipurile uniforme pot fi împărțite în: grosiere — între sitele brit. nr. 7 și 25 (2,4 și 0,6 mm), mijlocii — între sitele brit. nr. 25 și 72 (0,6 și 0,21 mm), și fine — între sitele brit. nr. 72 și 200 (0,21 și 0,076 mm).					

Cu particule fine, coezive	Cu plasticitate redusă	Prafuri	Cu particule trecînd în majoritate prin sita brit. nr. 200 (0,076 mm). În general, particulele sînt invizibile sau abia vizibile cu ochiul liber. Au o oarecare plasticitate. Se usucă relativ repede și pot fi șterse de pe degete. Bucățile uscate au coeziune, dar pot fi fărîmițate ușor între degete.	Luturi Prafuri argiloase Prafuri organice Prafuri micacee	Moi Consistente	Se pot modela cu ușurință între degete Se pot modela cu greutate între degete	Omogene Stratificate	Depozite constituite în principal dintr-un singur tip Straturi alternative de tipuri diferite
	Cu plasticitate mijlocie	Argile	Bucățile uscate pot fi sparte, însă nu fărîmițate; se desfac în apă. Prezintă suprafețe netede; sînt plastice. Se lipesc de degete și se usucă încet. Se contractă apreciabil prin uscare, de obicei fisurîndu-se. Argilele slabe și cele grase posedă aceste proprietăți într-un mod mai atenuat și respectiv mai pregnant.	Argile cu pietriș și bolovani Argile nisipoase Argile prăfoase Marne Argile organice Argile lateritice	Foarte moi Moi Consistente Vîrtoase Tari	Se strecoară printre degete atunci cînd sînt strînse în mînă Se pot modela cu ușurință între degete Se pot modela cu greutate între degete Nu pot fi modelate între degete Sfărîmicioase sau foarte rezistente	Fisurate Intacte Omogene Stratificate Degradate	Se sparg în fragmente poliedrice de-a lungul planelor de fisurare Fără fisuri Depozite constituite în principal dintr-un singur tip Straturi alternative de tipuri diferite. Dacă straturile sînt subțiri, pot fi denumite argile laminate. De obicei au structură sfărîmicioasă sau colonară.
	Cu plasticitate mare							
Organice	Turbe		Material organic fibros de obicei de culoare cafenie sau neagră	Turbe nisipoase, prăfoase sau argiloase	Consistente spongioase	Cu fibre bine îndesate Foarte compresibile și poroase		

Notă. Principalele tipuri de pămînturi din acest tabel apar în natură sub formă de nisipuri și prafuri silicice sau de argile alumino-silicice, însă există și varietăți foarte diferite din punct de vedere chimic și mineralogic. Acestea pot poseda caracteristici mecanice și chimice speciale care, din punct de vedere ingineresc, să merite o atenție deosebită de exemplu:

— Prin degradare lateritică pot lua naștere depozite cu un conținut extrem de scăzut de silice, care se prezintă fie ca pietrișuri, fie ca argile, fracțiunile intermediare fiind rare.

— Cenușa vulcanică poate forma depozite de compoziție foarte variată, care pot include oricare dintre tipurile principale pe pămînturi.

— Depozitele nisipoase pot fi alcătuite din material calcaros (de exemplu nisip cochilifer, nisip de corali) sau pot conține o cantitate considerabilă de mică (particule a căror formă are o importanță deosebită) sau glauconit (particule cu rezistență mecanică scăzută).

— Depozitele prăfoase și argiloase pot conține o cantitate însemnată de material organic (prafuri sau argile organice, respectiv mîluri), iar argilele pot fi calcaroase (marne).

* A se vedea în anexa B tabelul comparativ al sitelor britanice și americane, cu dimensiunile corespunzătoare ale ochiurilor, în milimetri.

deveni ilizibilă. Este de asemenea necesar să se indice în mod clar partea de sus și cea de jos a probei, pentru ca în laborator să se știe pe la care capăt să se scoată materialul pentru încercări.

Probele de argile moi, sensitive, trebuie manipulate cu deosebită grijă în timpul transportului. Ele se ambalează în cutii și se fixează cu pene, pentru a nu se scutura sau rostogoli. Este de dorit să se amenajeze în mod special un

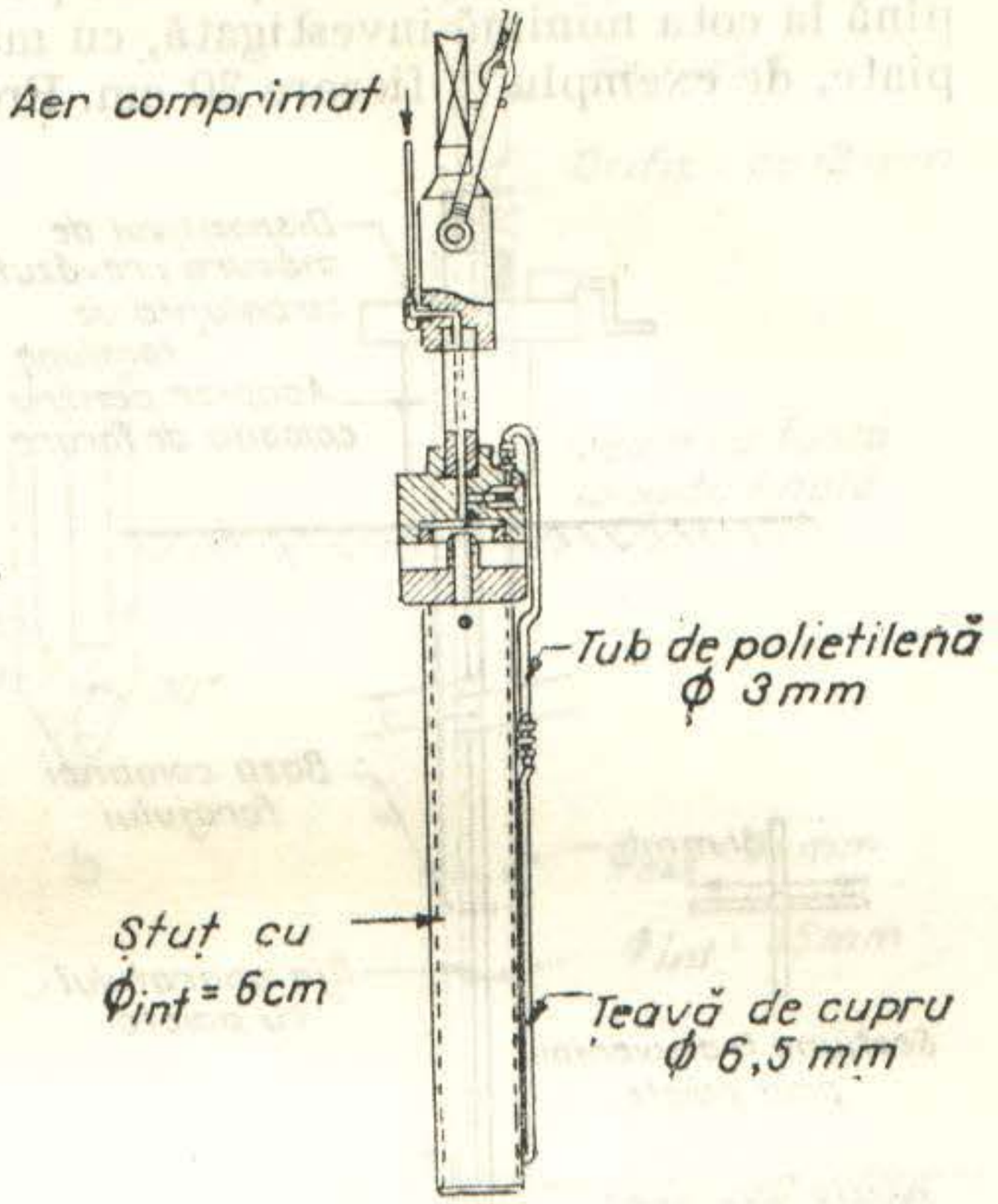


Fig. 1.11. Geală tip Bishop modificată de Serota și Jennings [1.5].

autovehicul pentru transportul probelor, prevenindu-se astfel manipulările brutale şi vibraţiile la care ar putea fi supuse prin transportul pe calea ferată.

Încercarea pămînturilor in situ

Încercările pentru determinarea in situ a rezistenței la tăiere sau a stării de îndesare a pămînturilor constituie un mijloc foarte bun de prospectare, întrucît caracteristicile respective pot fi determinate fără ca materialul să sufere alterări, ca în cazul executării forajelor sau luării probelor. Avantajele sînt mai clare în argilele şi prafurile moi, sensitive, precum şi în nisipurile afînate. Este totuşi de remarcat că metodele in situ furnizează numai o singură caracteristică, şi anume rezistența la tăiere în cazul forfecării cu palete şi rezistența la penetrare în cazul încercărilor statice sau dinamice cu conul. De aceea, ele nu pot fi folosite în locul forajelor ci numai ca metode suplimentare de investigaţie. Ele nu permit identificarea naturii pămînturilor întîlnite şi nici nu oferă informaţii asupra apei subterane.

Aparatul de forfecare cu palete (vane shear test) a fost conceput pentru măsurarea rezistenței la tăiere a argilelor foarte moi şi sensitive; în ţările scandinave, încercarea respectivă este considerată însă ca un mijloc potrivit pentru determinarea rezistenței la tăiere a argilelor vîrtoase fisurate. O trecere în revistă cuprinzătoare a procedeului de lucru şi a interpretării rezultatelor poate fi găsită

în lucrarea lui Flaate [1.8]. În esență, metoda constă în înfigerea unui dispozitiv cu patru palete în cruce în pămînt și rotirea lui cu o viteză constantă de o zecime de grad pe secundă. Momentul de torsiune necesar rotirii cilindrului de pămînt aflat între palete este măsurat cu ajutorul unui resort aflat la partea superioară a tijei aparatului, unde se poate citi direct rezistența la tăiere (fig. 1.12). Este preferabil ca paletele să fie presate pe întreaga adîncime de la nivelul terenului pînă la cota minimă investigată, cu măsurători ale rezistenței la intervale apropiate, de exemplu la fiecare 30 cm. Frecarea laterală pe tija aparatului poate fi determinată măsurînd momentul de torsiune necesar rotirii unei tije asemănătoare, introduse în același teren, însă fără palete la partea inferioară. Pentru evitarea frecării pe tijă, aceasta poate fi introdusă într-o țeavă de protecție. Dacă încercările se fac într-un foraj executat în prealabil, determinările trebuie să înceapă de la o adîncime de cel puțin 90 cm (iar în argilele sensitive chiar mai mult) sub talpa forajului, pentru a se depăși zona de teren tulburată prin operațiile de forare. Efectuarea de determinări la intervale apropiate în foraje micșorează simțitor viteza de avansare; de aceea, așa cum s-a arătat mai întainte, este mai bine ca forfecările cu palete să se facă independent de foraje. Rezistența reziduală la forfecare a materialului (în stare tulburată) poate fi măsurată prin înregistrarea momentului de torsiune minim necesar rotirii rapide continue a paletelor (după rupere)

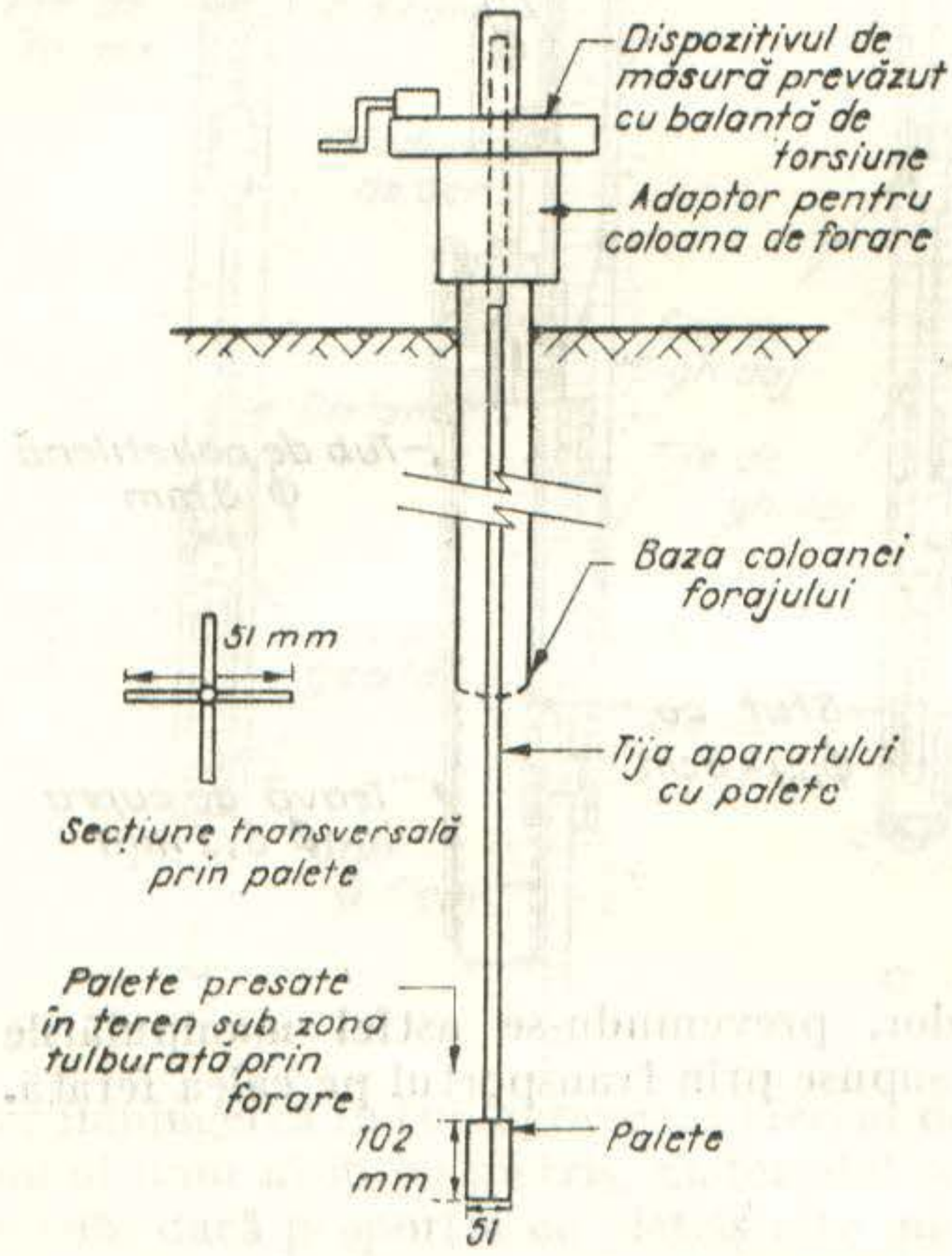


Fig. 1.12. Efectuarea unei încercări cu aparatul cu palete în foraj.

Penetrarea standard se face în foraje cu ajutorul dispozitivului cu fantă longitudinală cu diametrul exterior de 2″ (51 mm) cunoscut uneori sub denumirea de geală (sau lingură) tip Raymond. Metoda constituie un mijloc foarte util de determinare a stării aproximative de îndesare în stare naturală a pămînturilor necoezive și, în cazul adăugării unui con la partea de jos, a durității relative a rocilor stîncoase. Dispozitivul (fig. 1.13, *a*) este introdus în teren pe adîncimea de 46 cm prin lovituri repetate ale unui berbec cu greutatea de 63,5 N căzînd de la înălțimea de 76 cm. Berbecul este acționat la suprafață, la capătul superior al tijei de care este fixată geala. Drept număr de lovituri pentru penetrarea standard se consideră numai numărul necesar de lovituri N corespunzător înfigerii dispozitivului pe ultimii 30 cm. În practică se obișnuiește să se noteze numărul de lovituri pentru fiecare pătrundere de 7,6 cm din întreaga lungime de 46 cm. În felul acesta poate fi stabilită atît grosimea zonei de pămînt tulburat de sub talpa forajului, cît și cotele la care se întîlnesc elemente sau formațiuni mai rezistente, ca pietriș, bolovăniș sau strate cimentate. După extragerea din

foraj, dispozitivul este pus de o parte pentru examinarea conținutului recoltat care, deși se află în stare tulburată, este adeseori suficient de intact pentru a se observa eventualele separații sau structuri specifice similare.

Prin modificarea propusă de Palmer și Stuart [1.9] aparatul poate fi folosit și în formațiuni cu pietriș sau în stîncă. Modificarea constă în închiderea sa la

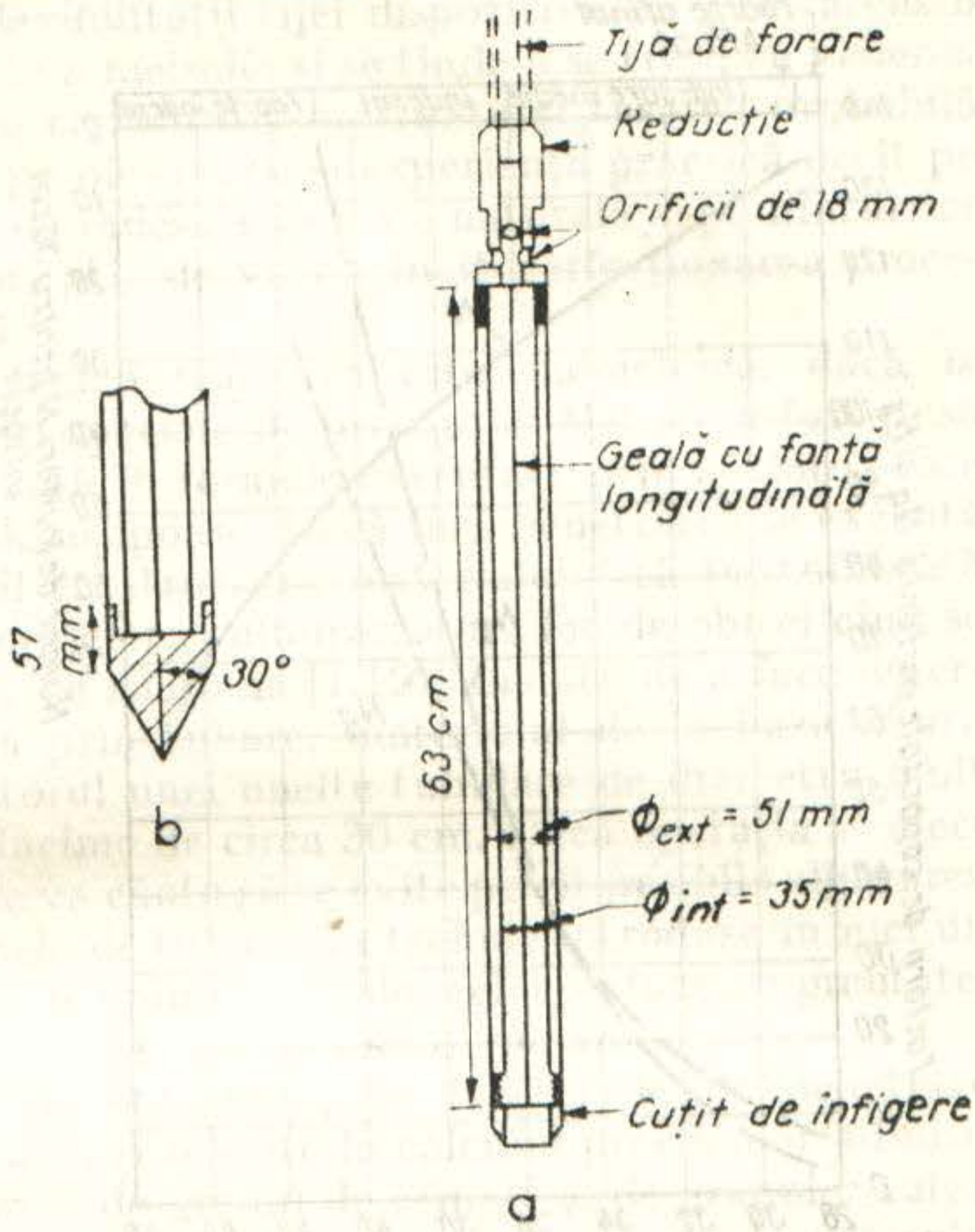


Fig. 1.13. Dispozitivul cu fantă pentru penetrarea standard (diametrul exterior 2″=51 mm):

a – geala în formă inițială; *b* – modificarea adusă de Palmer și Stuart [1.9] pentru utilizarea dispozitivului în pietrișuri.

partea inferioară printr-un con metalic (fig. 1.13, *b*). Cercetările au arătat că în pămînturi cu aceeași stare de îndesare, valorile N obținute cu aparatul inițial și respectiv cu cel modificat sînt în general echivalente.

Deși metoda de încercare descrisă are un caracter cu totul empiric, aplicarea sa pe scară foarte largă în Statele Unite și în Marea Britanie a permis acumularea unei cantități considerabile de date experimentale cu privire la comportarea fundațiilor în nisipuri și pietrișuri. Au fost astfel stabilite relații între valorile N și diferite caracteristici ale pămînturilor ca starea de îndesare, unghiul de frecare internă, precum și tasarea sau rezistența la înfigere a piloților.

Terzaghi și Peck [1.10] recomandă următoarele relații între valorile N și îndesarea relativă (gradul de îndesare) la nisipuri:

Valoarea N	Îndesarea relativă
Sub 4	Foarte afînat
4—10	Afînat
10—30	Îndesare mijlocie
30—50	Îndesat
Peste 50	Foarte îndesat

Peck, Hansen și Thornburn [1.11] au stabilit o relație între valorile N și unghiul de frecare internă al unui pămînt necoeziv, reprezentată grafic în figura 1.14.

Folosirea penetrării standard la calculul capacității portante admisibile a fundațiilor de mică adîncime este discutată în cap. 2, pag. 99 iar în cap. 7, pag. 336—341 se prezintă folosirea sa la calculul fundațiilor pe piloți.

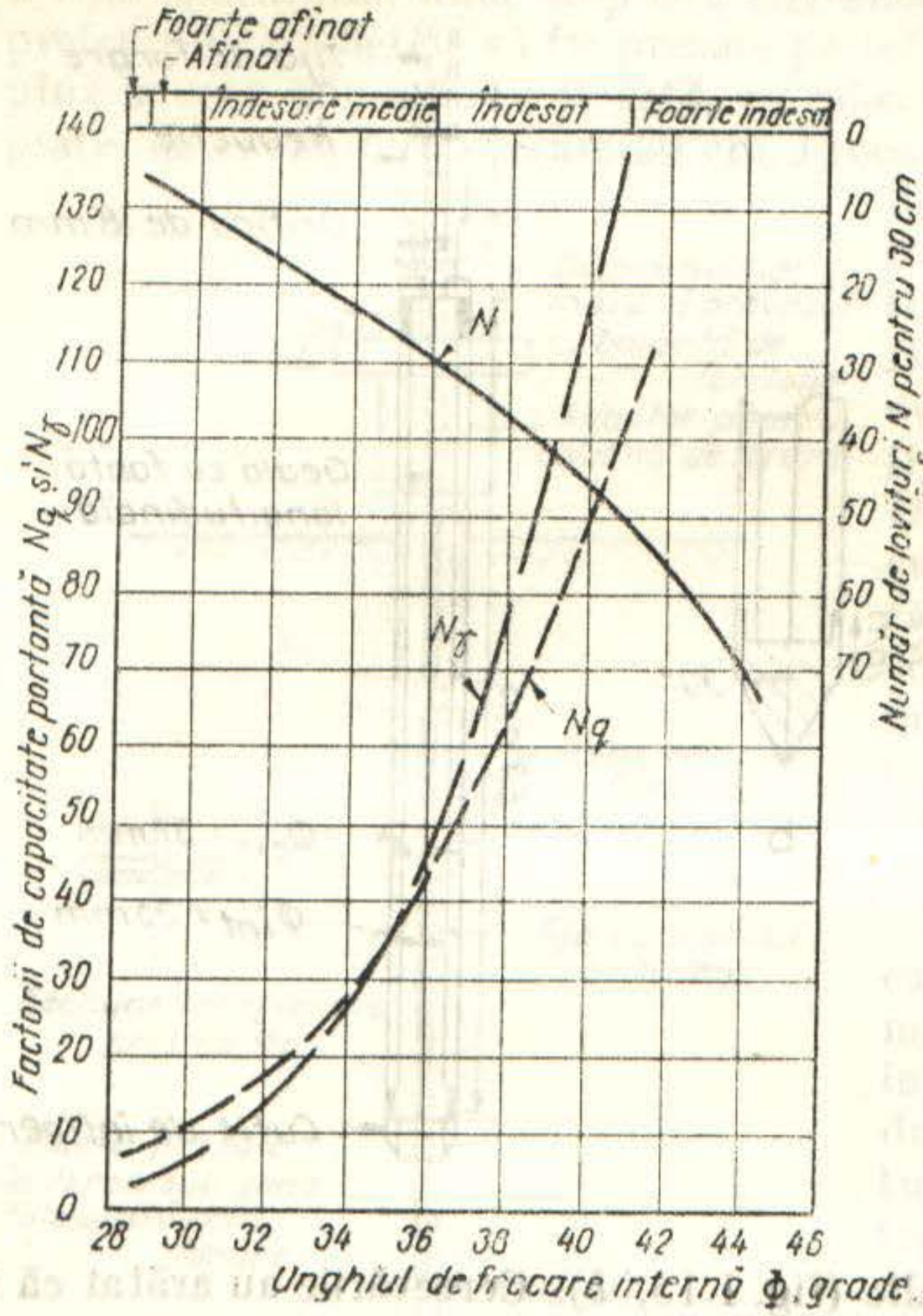


Fig. 1.14. Relația între unghiul Φ, factorii de capacitate portantă și valorile N obținute prin penetrarea standard (Peck, Hanson și Thornburn [1.11]).

De asemenea, există o corelație aproximativă între rezistența la tăiere a argilelor (exprimată ca jumătate din rezistența la compresiune monoaxială, atunci cînd unghiul de frecare internă Φ este nul) și valoarea N, apreciată de Terzaghi și Peck [1.10] sub forma tabelului următor:

Valoarea N	Consistența	Rezistența aproximativă la compresiune monoaxială (daN/cm²)*
Sub 2	Foarte moale	Sub 0,25
2—4	Moale	0,25—0,50
4—8	Mijlocie	0,50—1,00
8—15	Vîrtoasă	1,00—2,00
15—30	Foarte vîrtoasă	2,00—4,00
Peste 30	Tare	Peste 4,00

*În original, rezistențele din tabel sînt exprimate în tone S.U.A./ft²; aici s-a considerat 1 t S.U.A./ft² = 1 daN/cm². Valoarea exactă este foarte apropiată: 1 t S.U.A./ft² = 0,975 daN/cm² — *N. T.*

experimentale, va fi posibil să se pună la punct relații empirice între rezistența la penetrare și caracteristicile amintite.

Penetrarea statică (cu conul) este larg utilizată în Olanda și Belgia și într-o măsură mai mică în țările scandinave. Metoda elaborată de Laboratorul de mecanica pămînturilor de la Delft și aplicată intens în Olanda este recunoscută ca un procedeu standardizat (încercarea „olandeză" cu conul) în multe țări, printre care Antilele, Indonezia și Marea Britanie. Conul olandez are un unghi la vîrf de 60° și un diametru la bază de 36,5 mm, în așa fel ca suprafața bazei să fie de 10 cm (fig. 1.15). Conul este solidarizat cu tije metalice protejate printr-o manta (coloană). Forța exercitată asupra tijelor poate fi măsurată independent de cea care se exercită asupra mantalei. Instalația reprezentată în fig. 1.16 este produsă de firma „N.V. Goudsche Machinefabriek" din Gouda, Olanda. Conul este împins în jos cu ajutorul unui dispozitiv hidraulic pe o adîncime determinată, putîndu-se măsura forța necesară, pînă la o valoare maximă de 100 kN. De obicei, citirile se fac la fiecare 20 cm, astfel încît se poate trasa o diagramă continuă reprezentînd variația cu adîncimea a rezistenței pe con și a frecării laterale pe manta. Rezultatele obținute sînt corelate direct cu capacitățile portante și cu tasările probabile ale fundațiilor de mică adîncime și ale piloților. Modul de calcul este prezentat în amănunt la pag. 100—101 și 342—344.

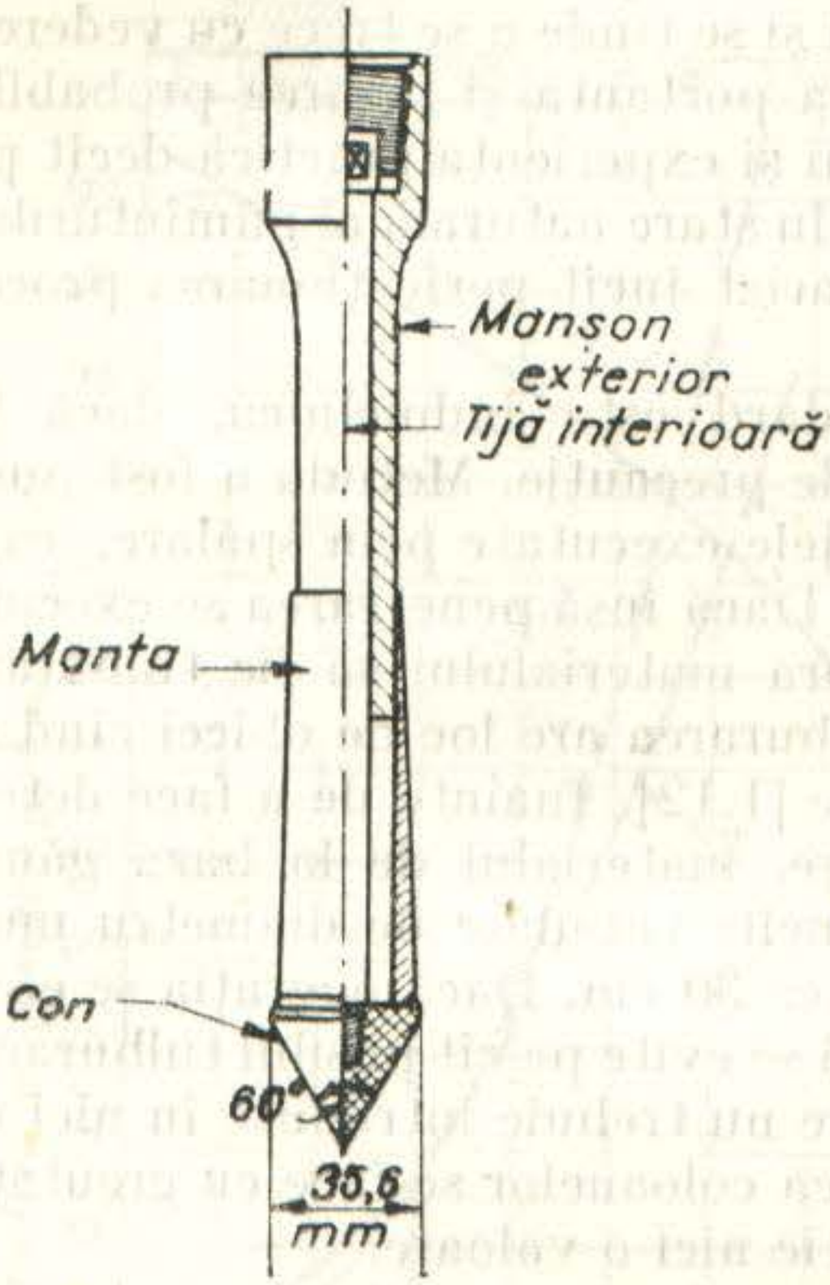


Fig. 1.15. Detalii ale conului olandez.

Folosirea îndelungată a penetrării statice și cunoașterea aprofundată a caracteristicilor terenurilor din țara lor i-a făcut pe olandezi să se dispenseze aproape complet de foraje și alte metode de prospectare și să se bazeze la proiectarea fundațiilor aproape exclusiv pe această metodă.

Penetrarea statică este utilă și pentru înregistrarea variațiilor stării de îndesare a pămînturilor nisipoase afînate, precum și a formațiunilor alternate (laminare) de nisip și argilă, în condiții în care structura naturală este deranjată de operațiile de forare, astfel încît penetrarea standard nu dă rezultate concludente. Metoda olandeză nu este însă adecvată pentru pietrișuri, iar cînd se aplică la nisipurile îndesate, ancorarea instalației devine greoaie și costisitoare.

Relația între rezultatele penetrării statice cu conul și cele ale penetrării standard a fost analizată de Sutherland [1.13] care a arătat că între cele două metode nu există o corespondență univocă. În cazul nisipurilor fine, rezistența la penetrare statică (exprimată în daN/cm^2) a rezultat de trei sau patru ori mai mare decît valoarea penetrării standard. Încercări în strate de pietriș au condus la rezistențe pe con de 18 ori mai mari decît penetrarea standard.

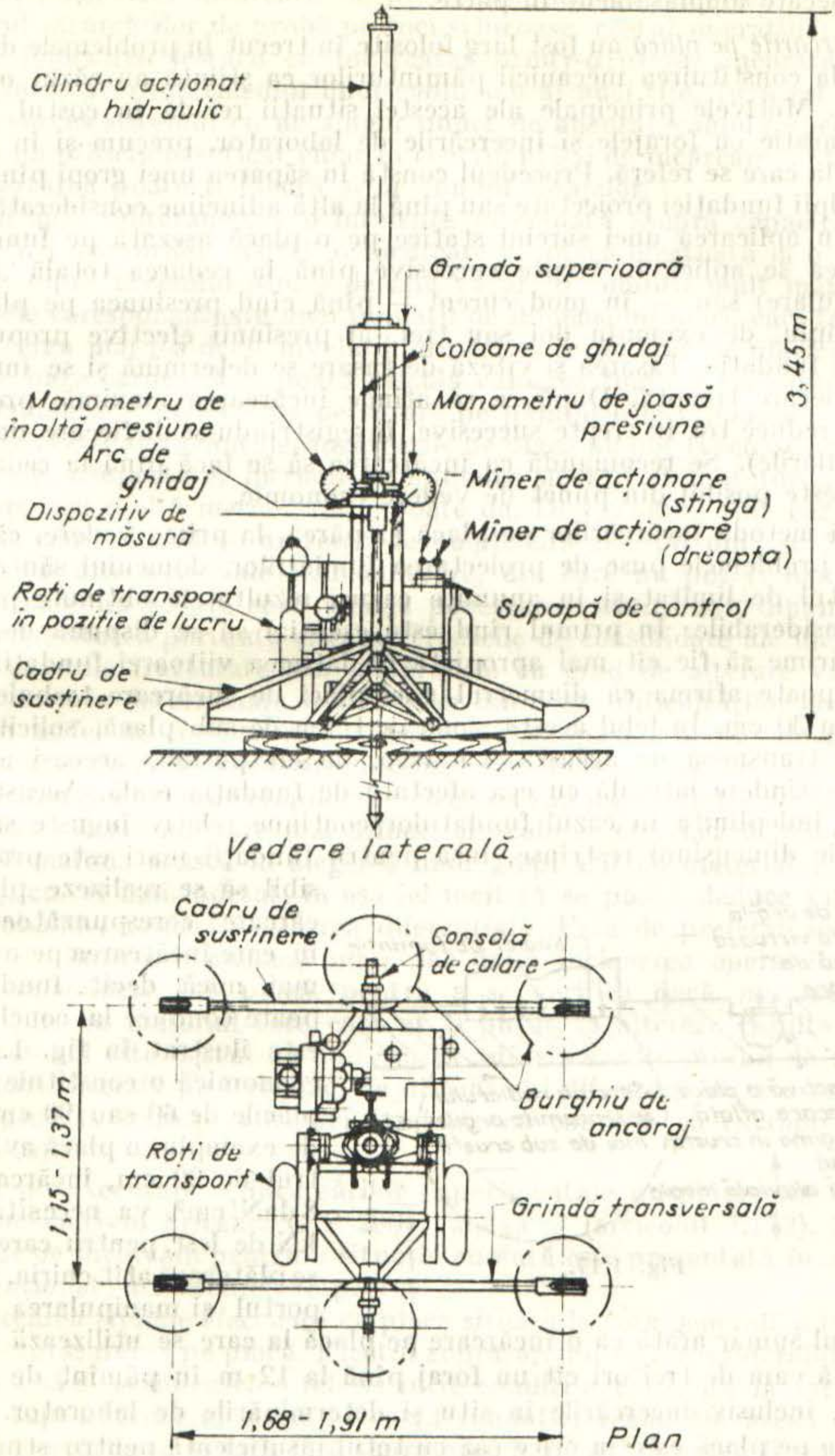


Fig. 1.16. Instalaţia de penetrare cu conul olandez avînd forţa maximă de 100 kN.

Prin urmare, relația între rezultatele celor două procedee trebuie stabilită pentru fiecare amplasament în parte.

Încărcările pe placă au fost larg folosite în trecut în problemele de fundații, însă de la constituirea mecanicii pămînturilor ca știință au căzut oarecum în dizgrație. Motivele principale ale acestei situații rezidă în costul lor ridicat în comparație cu forajele și încercările de laborator, precum și în adîncimea limitată la care se referă. Procedeul constă în săparea unei gropi pînă la adîncimea tălpii fundației proiectate sau pînă la altă adîncime considerată oportună și apoi în aplicarea unei sarcini statice pe o placă așezată pe fundul gropii. Încărcarea se aplică în trepte succesive pînă la cedarea totală a terenului (prin refulare) sau — în mod curent — pînă cînd presiunea pe placă atinge un multiplu, de exemplu doi sau trei, al presiunii efective propuse pentru viitoarea fundație. Tasarea și viteza de tasare se determină și se înregistrează pentru fiecare treaptă. După ce se atinge încărcarea maximă, presiunea pe placă se reduce tot în trepte succesive, înregistrîndu-se de fiecare dată revenirile (umflările). Se recomandă ca încărcarea să se facă pînă la cedare, ori de cîte ori este posibil din punct de vedere economic.

Deși metoda încărcărilor pe placă ar părea, la prima vedere, că răspunde la toate problemele puse de proiectarea fundațiilor, domeniul său de aplicare este destul de limitat și în anumite cazuri rezultatele obținute pot duce la erori considerabile. În primul rînd este esențial să se dispună de o placă a cărei mărime să fie cît mai apropiată de lățimea viitoarei fundații. În acest sens se poate afirma că diametrul unei plăci de încărcare trebuie să fie de minimum 30 cm. În felul acesta, zona de teren de sub placă, solicitată de încărcarea transmisă de aceasta, va avea, pe cît posibil, aceeași adîncime și aceeași extindere laterală cu cea afectată de fundația reală. Această condiție poate fi îndeplinită în cazul fundațiilor continue relativ înguste sau al celor izolate de dimensiuni restrînse, însă pentru fundații mari este practic imposibil să se realizeze plăci de încărcare corespunzătoare. Modul în care încărcarea pe o placă mult mai mică decît fundația reală poate conduce la concluzii greșite este ilustrat în fig. 1.17. Limita economică o constituie în general plăcile de 60 sau 90 cm, întrucît, de exemplu, o placă avînd diametrul de 90 cm, încărcată pînă la 8 daN/cm², va necesita peste 500 kN de lest, pentru care trebuie să se plătească atît chiria, cît și transportul și manipularea pe șantier. Un calcul sumar arată că o încărcare pe placă la care se utilizează 500 kN de lest costă cam de trei ori cît un foraj pînă la 12 m în pămînt de consistență mijlocie, inclusiv încercările in situ și determinările de laborator. O singură încărcare pe placă este în orice caz cu totul insuficientă pentru studierea unui amplasament, întrucît caracteristicile terenului variază, în general, atît în

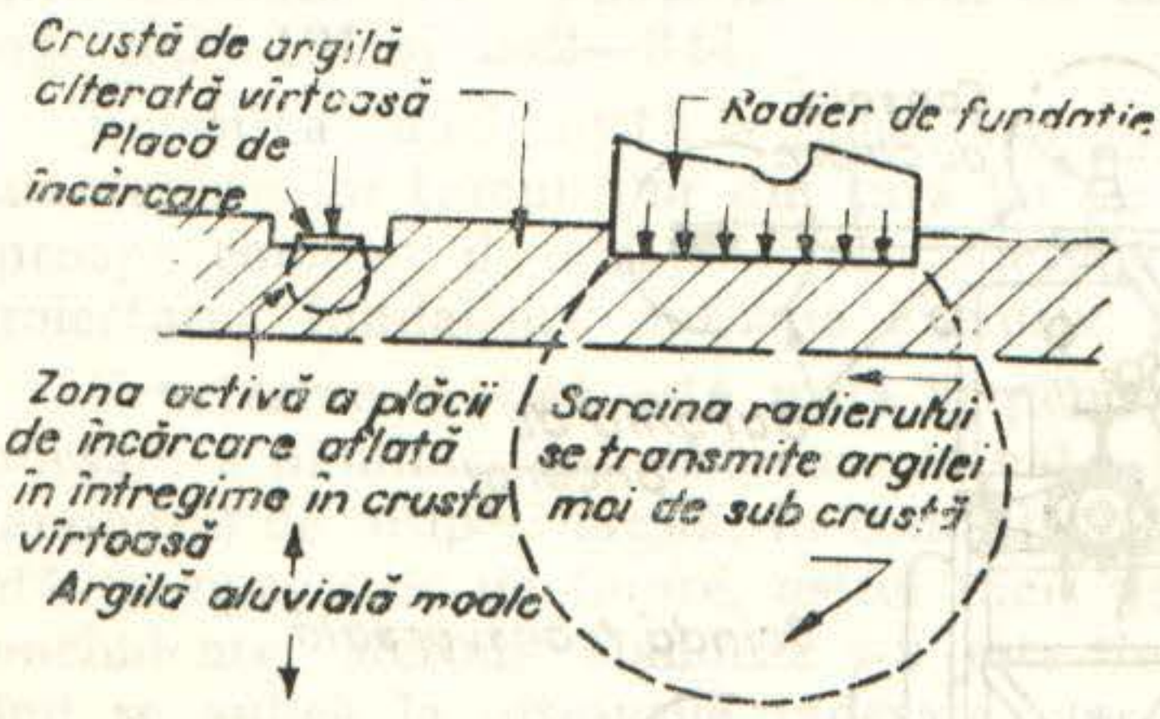


Fig. 1.17.

El constituie o verificare de serie a constatărilor făcute de inginerul sau d maestrul sondor de pe teren.

Determinarea *umidității naturale* se efectuează în unele laboratoare î mod curent pe toate probele netulburate primite. Comparînd rezultatele ob ținute și corelîndu-le cu valorile limitelor de curgere și de frămîntare ale pă mînturilor respective, se trece la alcătuirea programului de încercări pentr determinarea rezistenței la tăiere, în așa fel încît pămînturile cu consistenț mai redusă (indicată printr-o umiditate mai mare) să nu fie în nici un ca omise din program. Aceasta presupune o selecție printre probele sosite în nu măr mare la laborator. Dacă însă se decide de la început ca determinăril de rezistență la tăiere să se facă pe toate probele netulburate primite, atunc stabilirea separată în prealabil a umidității nu mai este necesară, întrucî ea constituie oricum o parte integrantă din încercarea rezistenței la tăiere În general nu este cazul să se determine umiditatea naturală a probelor tul burate, întrucît rezultatele obținute pot să nu reflecte situația de pe teren probele modificîndu-și umiditatea ca urmare a procesului de forare. Dacă din anumite motive se mai consideră necesare și alte valori ale umidității în afară de cele obținute pe probele netulburate, probele destinate măsurării umidității trebuie selecționate în mod special, de exemplu, printre probele luate de la baza c ițitului prelungitor al ștuțului în momentul prelevării sau din dispozitivul cu fantă (v. fig. 1.13) folosit la penetrarea standard.

Determinarea *limitei de curgere și a limitei plastice (de frămîntare)* se face pe pămînturile coezive, în scopul identificării lor și prognozării proprietăților geotehnice. Pentru prognoza compresibilității argilelor și pămînturilor prăfoase poate fi folosită diagrama de plasticitate propusă de Casagrande (fig. 1.25). În acest scop este necesar să se stabilească mai întîi dacă pămîntul respectiv este de origine organică sau anorganică. Pămînturile organice sînt în general închise la culoare și au un miros caracteristic de vegetație în descompunere. Dacă există îndoială, se va determina limita de curgere pe o probă uscată în prealabil în etuvă. Dacă prin uscare, valoarea limitei de curgere scade cu 30% sau mai mult, în raport cu cea determinată pe proba inițială, se poate afirma că pămîntul este organic. În mod obișnuit, cele două limite de plasticitate se determină pe cîteva probe alese din fiecare dintre principalele varietăți de pămînturi întîlnite în foraje. Comparînd rezultatele și reprezentîndu-le pe diagrama de plasticitate, diferitele pămînturi pot fi clasificate în mod aproximativ din punct de vedere al compresibilității, alegîndu-se pe această

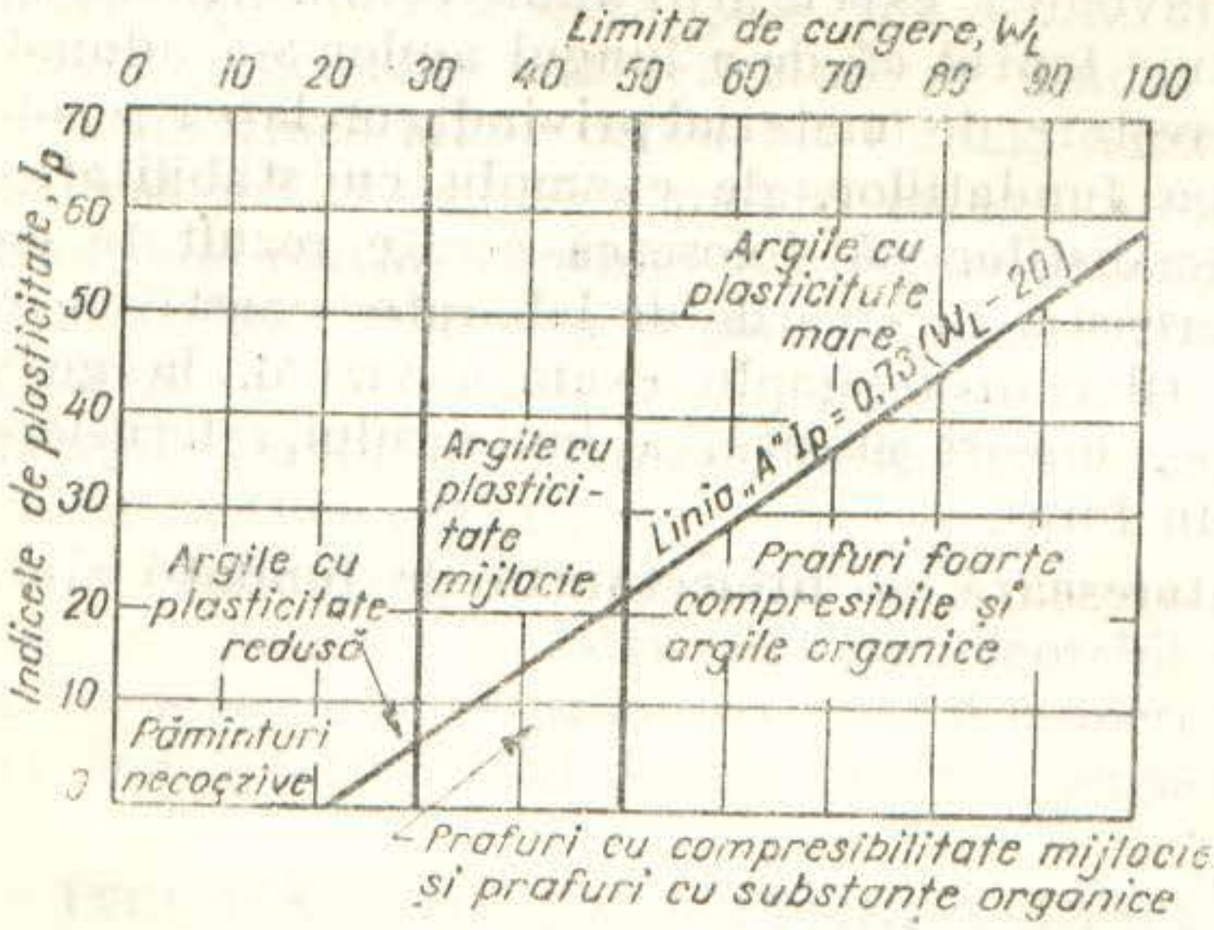


Fig. 1.25. Diagrama de plasticitate Casagrande.

bază probe corespunzătoare pentru încercările de compresibilitate, în cazul cînd se prevăd asemenea încercări.

Analiza granulometrică este una dintre determinările de clasificare (identificare) a pămînturilor. Curbele granulometrice obținute prin cernere sau printr-o metodă combinată de analiză (cernere și sedimentare) pot fi reprezentate grafic pe o diagramă de forma celei din fig. 1.26. Curbele granulometrice nu pot fi folosite direct la stabilirea presiunilor admisibile pe teren și, din această cauză, analizele granulometrice se fac numai împreună cu alte încer-

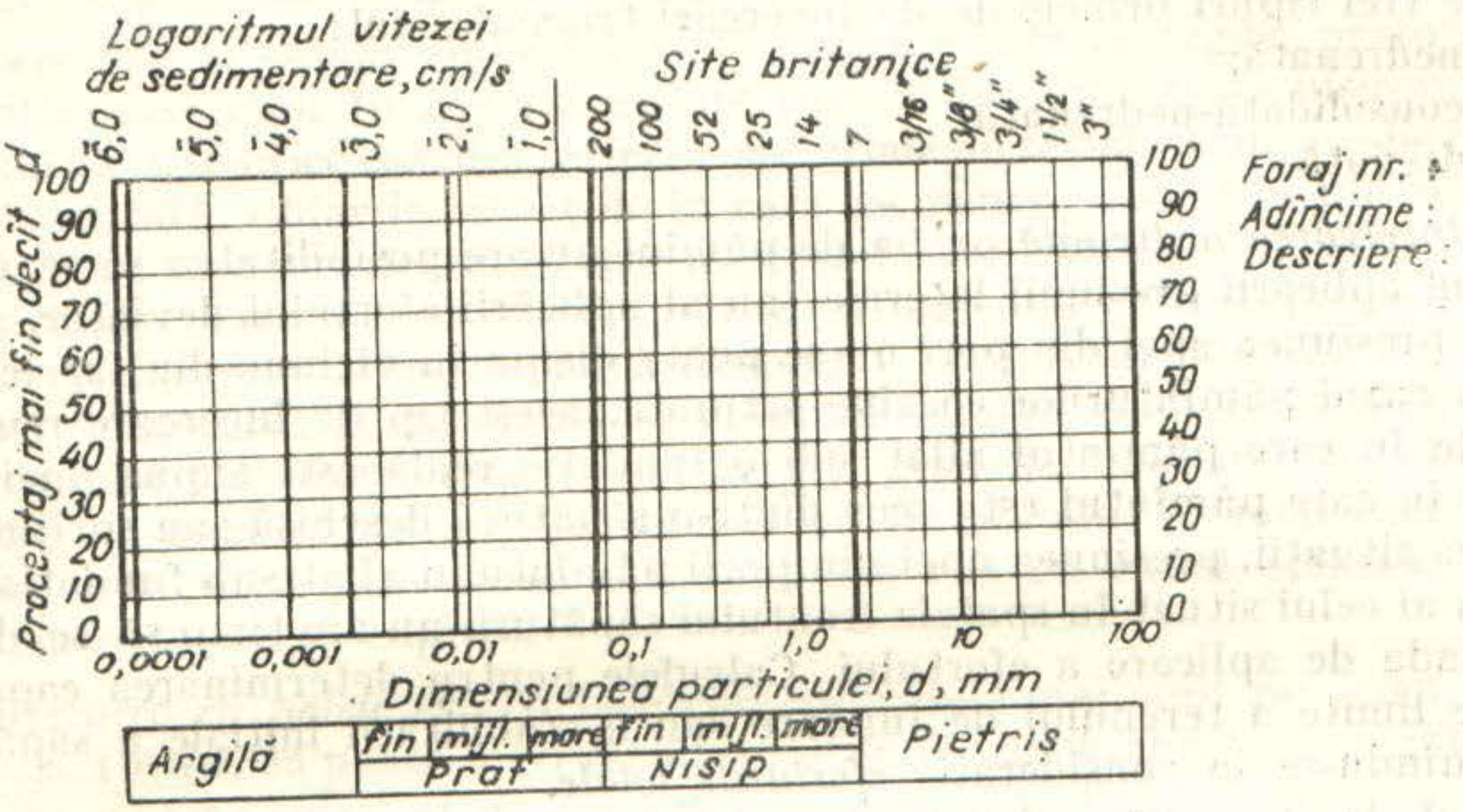


Fig. 1.26. Diagrama granulometrică.

cări, în cazul pămînturilor argiloase sau al nisipurilor și pietrișurilor situate deasupra nivelului apei subterane. Cînd este însă vorba de pămînturi permeabile care se găsesc sub nivelul pînzei de apă subterană, aceste analize au o importanță esențială, întrucît rezultatele lor servesc nemijlocit la stabilirea metodelor celor mai potrivite pentru coborîrea nivelului apei sau pentru injectări, așa cum se arată la pag. 606.

Valoarea *rezistenței la tăiere* a pămînturilor poate fi folosită direct la calcularea presiunilor limită pe teren, potrivit metodelor expuse în cap. 2, 4 și 7 precum și în calculul împingerii pămîntului pe sprijinirile săpăturilor, prezentat în cap. 9.

Încercarea la *compresiune monoaxială* este forma cea mai simplă de determinare a rezistenței la tăiere. În Anglia ea se face direct pe probe de 38 mm (1 1/2″) extrase din ștuțuri avînd același diametru, sau pe probe de 38 mm decupate din bucăți de dimensiuni mai mari. În cazul pămînturilor cu pietriș, din care nu se pot obține probe cu diametrul așa de mic, compresiunea monoaxială se aplică direct pe probe de 102 mm (4″) scoase din ștuțuri cu același diametru. Acest procedeu de încercare nu poate fi aplicat la pămînturile necoezive sau la cele argiloase sau prăfoase care au o consistență atît de scăzută încît nu pot rezista în aparat în forma inițială, înainte de aplicarea sarcinii. În cazul pămînturilor fisurate sau friabile, rezultatele care se obțin au valori mai scăzute decît cele ale rezistenței formațiilor respective în condiții naturale de zăcămînt.

Compresiunea triaxială este o formă mai elaborată de determinare a rezistenței la tăiere, care poate fi aplicată pe o gamă mai largă de pămînturi decît compresiunea monoaxială; condițiile de încercare și măsurătorile efectuate pot varia mult, în funcție de caracterul problemelor inginerești la care se referă. Ca rezultat al încercărilor se obțin valorile coeziunii c și unghiul de rezistență la tăiere (denumit și unghi de frecare internă) Φ definite de ecuația Coulomb — Mohr:

$$s = c + p \operatorname{tg} \Phi. \tag{1.1}$$

Cele trei tipuri principale de încercări triaxiale sînt:
a) nedrenată;
b) consolidată-nedrenată;
c) drenată.

În *încercarea nedrenată* proba de pămînt nu are posibilitatea să se dreneze în timpul aplicării presiunii laterale sau al aplicării efortului deviator, și, prin urmare, presiunea apei din pori nu se poate disipa în niciuna din fazele încercării. În cazul pămînturilor coezive saturate, acest tip de încercare reproduce condițiile în care pămîntul aflat sub o fundație reală este supus unei încărcări sau în care pămîntul este scos dintr-o săpătură deschisă sau sprijinită. În asemenea situații, presiunea apei din porii pămîntului aflat sub fundația încărcată sau ai celui situat în spatele frontului săpăturii nu are timp să se disipeze în perioada de aplicare a efortului. Calculele pentru determinarea capacității portante limite a terenului de fundare sau a stabilității inițiale a săpăturilor se fac luîndu-se în considerație *eforturile totale.*

Tipul de *încercare consolidată — nedrenată* constă în permiterea drenării probei în timp ce se aplică presiunea laterală; în felul acesta, proba se poate consolida în această fază a încercării. Drenarea nu este însă permisă în timpul aplicării efortului deviator.

În cazul *încercării drenate,* eliminarea apei din porii probei este permisă atît în timpul fazei de consolidare sub acțiunea presiunii laterale, cît și în cea de aplicare a efortului deviator. Timpul acordat pentru consolidarea sub presiune laterală și pentru aplicarea efortului deviator trebuie să fie suficient de lung pentru ca în nici un moment al încercării să nu aibă loc o creștere a valorii presiunii apei din pori. Încercarea consolidată — nedrenată și cea drenată corespund condițiilor unei aplicări lente a sarcinilor, de exemplu încărcării terenului situat sub un baraj de pămînt, atunci cînd execuția se desfășoară relativ încet (extinzîndu-se pe mai mulți ani). Stabilitatea pe termen îndelungat a taluzurilor săpăturilor se studiază de asemenea prin încercări consolidate — nedrenate sau drenate. Problemele de stabilitate pe termen îndelungat se tratează avîndu-se în vedere *eforturile efective* (diferența între eforturile totale și presiunea apei din pori). Calcule de acest fel nu se fac în mod obișnuit în cadrul studiilor curente pentru fundații; aplicarea lor se limitează la anumite condiții speciale, ca fundarea barajelor de pămînt sau stabilitatea rambleelor de pămînt pentru batardouri. Fundațiile rezervoarelor de petrol așezate pe argile moi au fost calculate prin aceste metode, atunci cînd s-au aflat într-o situație critică de stabilitate și cînd a existat posibilitatea ca presiunile apei din pori să se disipeze, prin încărcarea foarte lentă a rezervoarelor. Expunerea acestui mod de calcul depășește obiectivele lucrării

de față; pentru o prezentare detaliată și competentă a încercărilor de compresiune triaxială, cititorul poate recurge la cartea lui Bishop și Henkel [1.21], care cuprinde și o vastă bibliografie referitoare la aplicarea diferitelor variante de încercări în rezolvarea problemelor inginerești.

Încercările nedrenate, consolidate — nedrenare și drenate sînt uneori denumite „rapide", „consolidate — rapide" și respectiv „lente". Această caracterizare este oarecum necorespunzătoare, întrucît viteza de încărcare depinde de natura pămîntului și de mărimea probei (adică de timpul necesar disipării excesului de presiune a apei din pori) mai mult decît de tipul de încercare.

Încercările la compresiune triaxială sînt limitate la argile, prafuri, turbe și roci stîncoase moi. În general nu are rost să fie aplicate la nisipuri și pietrișuri, întrucît, în orice caz, din astfel de materiale nu se pot obține probe cu structură netulburată. Chiar în situațiile în care asemenea probe s-ar putea preleva din foraje sau săpături deschise, este imposibil să se extragă din ștuțuri probe pentru triaxial, fără a le tulbura. Lucrul cel mai bun care se poate face este să se determine greutatea volumică (respectiv îndesarea) materialului în ștuț, cîntărind conținutul și măsurîndu-i volumul ocupat, apoi confecționînd corpuri de probă tulburate, însă avînd același grad de îndesare. De obicei este preferabil ca unghiul de frecare internă să fie stabilit în mod empiric prin încercări in situ ca penetrarea standard sau cea cu conul olandez, descrise mai înainte în acest capitol.

Forfecarea cu palete este o încercare aplicabilă mai mult pe teren decît în laborator. Totuși, ea poate oferi rezultate utile în cazul cînd s-au obținut probe la ștuț de calitate suficient de bună din pămînturi argiloase sau prăfoase foarte moi și cînd, datorită consistenței prea scăzute, nu este posibil ca din astfel de materiale să se decupeze corpuri de probă stabile pentru compresiune monoaxială sau triaxială.

Rezultatele *încercărilor de consolidare* sînt folosite la calculul mărimii tasărilor și vitezei de consolidare a pămîntului aflat sub fundații. Încercarea ar trebui numită mai corect consolidare monoaxială (unidimensională), întrucît proba este cuprinsă într-un inel metalic iar încărcarea este exercitată într-o singură direcție. Aparatul respectiv este cunoscut sub numele de edometru sau uneori consolidometru. Pe baza rezultatelor căpătate se deduce coeficientul de consolidare (C_v) care permite calcularea *vitezei* de *tasare* a construcției la scară naturală. Perechile de valori încărcare-tasare obținute din întregul ciclu de încărcare și descărcare se folosesc la tasarea unei curbe de presiune — porozitate din care poate fi dedus coeficientul de compresibilitate volumică (m_v). Acesta servește, la rîndul său, la calculul *mărimii tasării* prin consolidare sub o sarcină dată. Valorile tipice ale coeficientului m_v sînt date în tabelul 1.3.

Încercările de consolidare se efectuează numai pe argile și prafuri, întrucît principiile teoretice pe care se bazează metodele pentru calculul tasărilor se limitează numai la pămînturile cu granulație fină. Nu se obișnuiește să se facă încercări de consolidare pe argile puternic preconsolidate, ca de exemplu argilele glaciare cu pietriș și bolovani, deoarece tasările construcțiilor cu încărcări normale pe astfel de pămînturi sînt în general neglijabile. Numai pentru stu-dierea tasărilor construcțiilor foarte mari sau grele, așezate pe argilele cu pietriș menționate, se va recurge la probe de laborator.

Tabelul 1.3

Compresibilitatea diferitelor varietăţi de argile

Denumirea	Evaluarea calitativă	Coeficientul de compresibilitate volumică m_v ft²/t (aprox. cm²/daN)*
Argile puternic supraconsolidate cu pietriş şi bolovani (frecvente de exemplu în Scoţia) şi roci stîncoase alterate, vîrtoase (de exemplu, şist prăfos alterat), argilă tare de Londra, argilă de Gault şi argilă de Oxford (în adîncime)	Compresibilitate foarte mică	Sub 0,005
Argile cu pietriş şi bolovani (de exemplu de Tees sau de Cheshire) şi argilă „albastră" de Londra foarte vîrtoasă, argilă de Oxford, marnă de Keuper	Compresibilitate mică	0,005—0,01
Argilă „albastră" de Londra, argilă alterată „cafenie" de Londra, argile fluvio-glaciare, argile lacustre, argilă de Oxford alterată, argilă cu pietriş şi bolovani alterată, marnă de Keuper alterată, argile normal consolidate (în adîncime)	Compresibilitate mijlocie	0,01 —0,03
Argile aluviale normal consolidate (de exemplu argile din estuarul Tamisei, de la Firth of Forth, canalul Bristol, Shatt-el-Arab, delta Nigerului, de Chicago), argilă sensitivă („quick") din Norvegia	Compresibilitate mare	0,03 —0,15
Argile aluviale foarte bogate în substanţe organice şi turbe	Compresibilitate foarte mare	Peste 0,15

* 1 ft²/t (engl.) = 0,93 cm²/daN.

Tasarea construcţiilor fundate pe nisip se evaluează, de obicei, pe baza datelor obţinute prin încercări pe teren, conform metodei expuse la pag. 117—118; modul de calcul al valorii finale şi vitezei tasărilor fundaţiilor pe baza încercărilor de consolidare în edometru sînt prezentate la pag. 118—131.

Încercările de permeabilitate se pot face în laborator pe probe netulburate de argile şi prafuri, precum şi pe nisipuri sau pietrişuri compactate în forme cilindrice la acelaşi grad de îndesare cu cel din condiţiile naturale (determinat pe bază de încercări in situ). Cele două variante de încercare a permeabilităţii folosite în mod curent sînt determinările *cu nivel constant* şi cele *cu nivel variabil*. Încercările în laborator pot duce la rezultate greşite datorită strecurării apei prin spaţiile dintre probă şi peretele cilindrului în care a fost introdusă sau ca urmare a existenţei bulelor de aer în interiorul probei. Există de asemenea diferenţe între valoarea permeabilităţii în direcţia verticală şi respectiv în direcţie orizontală, datorită alternanţei în stratificaţia depozitelor naturale a pămînturilor cu granulaţie fină cu cele cu granulaţie grosieră. Astfel rezultatele de laborator pe un număr redus de probe extrase dintr-un foraj

Pămînturi necoezive

Pietrişurile (C. 212)* sub formă de depozite aluviale sînt de obicei amestecate cu nisipuri, în proporţii variate. Ca exemple ale domeniului de granulozitate pot fi date pietrişurile de pe coasta de sud a Angliei, care conţin puţin nisip sau nu-l conţin deloc. Pietrişurile nisipoase, larg răspîndite în valea Tamisei cuprind, dimpotrivă, nisip în proporţie de 60% sau mai mult.

Pietrişurile sau pietrişurile nisipoase cu îndesare mijlocie sau îndesate posedă o capacitate portantă ridicată şi sînt puţin compresibile. Materialele compacte, alcătuite din fragmente mari, ridică probleme la înfigerea piloţilor. Dacă apare necesitatea unei pătrunderi adînci a acestora prin pietriş, trebuie de obicei să se recurgă la piloţi metalici, care au o putere de pătrundere mai mare decît elementele de beton sau de lemn.

Pietrişurile nisipoase în stare umedă pot avea, atunci cînd sînt situate deasupra nivelului apei subterane, o anumită coeziune; în asemenea cazuri, ele se pot săpa sub un taluz abrupt, cu condiţia ca să fie ferite de acţiunea de erodare a curentului de apă (v. planşa XIV). Pietrişurile afînate fără liant nisipos nu sînt însă atît de stabile şi necesită a fi excavate numai la înclinări egale cu unghiul taluzului lor natural, respectiv 30°—35°.

Săpăturile adînci executate sub nivelul apei subterane în pietrişuri curate necesită pompări intense; în pietrişuri cu nisip nivelul apei poate fi însă coborît numai cu filtre aciculare sau puţuri adînci, din care se pompează cu debite nu prea mari. În scopul evitării aducerii pe şantier a unor instalaţii de pompare foarte puternice, permeabilitatea pietrişurilor puţin nisipoase sau a celor curate poate fi considerabil redusă prin injecţii cu ciment, suspensie de argilă sau substanţe chimice (v. pag. 623).

Spălarea sau dizolvarea materialului fin dintre fragmentele depozitelor de pietriş poate avea ca rezultat creşterea simţitoare a permeabilităţii şi micşorarea stabilităţii formaţiunii. Asemenea depozite de pietriş „deschis“ pot fi uneori întîlnite în formaţiunile aluviale derivate din calcare.

Pămînturile nisipoase (C. 213) au caracteristici de capacitate portantă şi de compresibilitate asemănătoare cu cele ale pietrişurilor; cu toate acestea, depozitele foarte afînate (de exemplu nisipurile de dună) prezintă o compresibilitate ridicată, necesitînd în consecinţă valori scăzute ale presiunilor admisibile, în scopul evitării tasărilor excesive ale fundaţiilor.

Nisipurile îndesate şi cele cimentate au o rezistenţă ridicată la pătrunderea piloţilor; pentru străbaterea lor se recomandă de aceea adoptarea piloţilor metalici. În aşezare naturală, nisipurile aflate deasupra nivelului freatic sînt de obicei umede sau mai mult sau mai puţin cimentate, putînd rezista sub taluzuri destul de abrupte în săpăturile de fundaţii. Totuşi, în săpăturile adînci sau în cele înguste sînt necesare sprijiniri de lemn sau palplanşe, pentru evitarea accidentelor datorite unor eventuale prăbuşiri bruşte, provocate de uscarea materialului sau de vibraţii.

Prin săparea în depozitele de nisip sub nivelul pînzei de apă se produc prăbuşiri ale bazei taluzurilor sau „fierberi“ ale fundului (v. planşa XV), dacă

---

* Indicaţia din paranteză se referă la numărul articolului din anexa C a normativului britanic CP 2001.

se prevede un sistem corespunzător de coborîre a nivelului apei. Această re de instabilitate, în care materialul este cunoscut şi sub numele de „nisip ititor“ sau „chişai“, se datoreşte acţiunii de antrenare a curentului de apă e pătrunde în săpătură. Prin aplicarea unui sistem de coborîre a nivelului ei, care să o facă să se îndepărteze de săpătură, curgînd către puţuri cu filtre ı către filtre aciculare, se creează condiţiile unei bune stabilităţi (v. pag. 610). situaţii speciale poate apărea necesitatea stabilizării nisipurilor prin injecţii agenţi chimici (v. pag. 628) sau executării săpăturilor în chesoane cu aer comimat.

Nisipurile afînate sînt sensibile la acţiunea vibraţiilor, care produc o aşezare ai îndesată a particulelor. De aceea, la proiectarea fundaţiilor de maşini pe ipuri afînate sau cu îndesare mijlocie se cere o deosebită atenţie; se vor lua ăsuri speciale şi pentru protecţia construcţiilor existente împotriva tasărilor, unci cînd în apropiere se efectuează în asemenea nisipuri lucrări de execuţie explozii sau baterii de piloţi (v. pag. 155).

În unele regiuni aride ale lumii structura depozitelor afînate de nisip este sceptibilă de prăbuşiri prin umezire, fenomene care au ca urmare tasarea ıternică a construcţiilor fundate pe astfel de formaţiuni. Umezirea poate fi ovocată de ruperea canalizărilor sau scurgerile din conductele de apă. Nisipuri nsibile la umezire se întîlnesc în unele zone din Africa de Sud, Rhodesia şi ngola (v. pag. 154). Depozitele respective îşi pot avea originea în alterarea şi gradarea formaţiunilor calcaroase. Se pot da ca exemple în acest sens nisipurile ıre se găsesc pe coastele şi în insulele Mării Mediterane, nisipurile cochilifere şi ralifere de pe coastele şi din insulele Golfului Persic şi ale Oceanului Pacific, recum şi de pe coasta de sud-est a Statelor Unite, şi în sfîrşit nisipurile ipsoase întîlnite în Irak şi în zona Golfului Persic. Aceste depozite, formate rin alterare, sînt aproape întotdeauna în stare afînată, cu excepţia zonei de uprafaţă, unde pot fi cimentate slab cu particule de praf sau cu săruri. În astfel e cazuri se recomandă presiuni admisibile scăzute, dacă materialul afînat nu oate fi compactat prin vibrare sau prin alte metode.

Separat de aceste produse de alterare se menţionează nisipurile calcaroase mentate sau gresiile, formate de către apele saline şi calcaroase care au fost ıtrenate la suprafaţa scoarţei şi s-au evaporat, dînd naştere unei cruste tari. ceste formaţiuni sînt cunoscute în diverse părţi ale lumii sub denumiri diferite a „tufa“, „caliche“ sau „Steppen Kalk“; în Iran şi Kuweit există denumirea cală „gatch“, în nordul Africii „croute calcaire“, în Cipru „havara“, iar în srael şi Iordania „kurkar“. Depozite de natură asemănătoare sînt larg răspîndite ı Australia, unde se numesc „nisipuri grăunţoase de calcar“. O caracteristică formării lor o constituie neregularitatea în grosime şi în distribuţia teritorială. e pot astfel prezenta ca o succesiune de strate distincte de grosimi variabile, parate de nisipuri afînate sau argilă moale, sau în masive de forme neregulate, ı diferite grade de cimentare. Din aceste motive, la proiectarea fundaţiilor este reu să se beneficieze integral de capacitatea portantă ridicată a materialului mentat. Deranjarea structurii acestuia de către utilajul terasier, lucrările de xecuţie sau curenţii de apă au ca rezultat transformarea sa rapidă într-un raf nisipos, foarte nestabil în stare umedă. Nisipurile cimentate se sapă uşor ı mijloace mecanizate.

Pămînturi coezive

Caracteristicile geotehnice ale pămînturilor coezive variază într-un domeniu larg, în funcţie de originea lor geologică, umiditate şi compoziţia mineralogică. Este imposibil să se cuprindă în acest capitol descrierea tuturor tipurilor şi combinaţiilor existente în natură; cele ce urmează se vor limita numai la caracteristicile unora dintre varietăţile cele mai cunoscute.

Argilele cu pietriş (C. 112) sînt în general vîrtoase sau tari. Datorită stării avansate de preconsolidare din perioadele glaciare, aceste argile se tasează puţin, chiar sub presiuni efective mari. Unele argile cu pietriş conţin lentile foarte variate de pietriş, nisip şi praf (adesea acvifere). În astfel de condiţii proiectantul trebuie să ţină seama de variabilitatea capacităţii portante şi compresibilităţii de la un amplasament la altul. La executarea săpăturilor adînci în depozitele glaciare variate este necesară prevenirea eventualelor afluxuri de apă din pungile acvifere amintite mai înainte. Săpăturile în argile glaciare vîrtoase şi tari rezistă timp îndelungat în pereţi verticali, fără sprijiniri (v. planşa XIII). Prezenţa bolovanilor, blocurilor eratice sau a pungilor de pietriş mare sau pietre poate provoca greutăţi la introducerea palplanşelor sau piloţilor în aceste formaţiuni. Un alt tip de depozit glaciar este *argila laminară* (C. 172), alcătuită din strate de argilă separate de strate subţiri de nisip sau praf. Aceste intercalaţii sînt adesea purtătoare de apă, fapt care duce la apariţia de infiltraţii cu antrenări de nisip şi praf („sîngerări") în pereţii săpăturilor. Argilele laminare au de obicei o consistenţă mai scăzută şi sînt mai compresibile decît argilele cu pietriş şi bolovani descrise mai înainte. Introducerea piloţilor în argilele laminare le poate micşora rezistenţa şi consistenţa pînă la aceea a unui noroi moale. De asemenea, cînd astfel de argile mărginesc un lac sau un curs de apă, fluctuaţiile de nivel ale apei se pot transmite intercalaţiilor de nisip, cu un efect negativ asupra capacităţii portante a întregii formaţiuni. Pentru aceste motive, argilele laminare sînt în general considerate drept pămînturi care pun probleme la fundarea construcţiilor.

Argilele cu silex sînt larg răspîndite în sudul Angliei, ca strat de acoperire peste formaţiunile de cretă. Ele sînt pe de o parte un pămînt rezidual alcătuit din materialul insolubil rămas din cretă după dizolvarea şi antrenarea calcarului, pe de altă parte argile, nisipuri şi pietrişuri de vîrstă terţiară care au coexistat în trecut cu creta. Mai jos de zona de alterare superficială, aceste argile au o consistenţă vîrtoasă spre tare şi o compresibilitate scăzută. În anumite cazuri pot apărea dificultăţi la săpare, datorită prezenţei masivelor de silex (cremene) strîns legate de argila tare, uscată. Partea argiloasă a formaţiunii descrise este o argilă slabă şi în consecinţă nu suferă variaţii importante de volum prin umezire sau uscare.

Argilele vîrtoase fisurate de tipul argilei de Londra, al celei de Barton (în comitatul Hampshire), al argilei liasice din centrul Angliei sau al argilelor de Weald şi Gault din sud-estul Angliei au o capacitate portantă relativ ridicată, sub pătura de suprafaţă alterată şi înmuiată. De asemenea, întrucît sînt argile preconsolidate, au o compresibilitate mijlocie sau mică. Sînt argile grase, iar construcţiile grele fundate pe asemenea formaţiuni nu prezintă decît tasări mici, de-a lungul multor ani. Argilele fisurate manifestă variaţii însemnate de volum

ca urmare a variațiilor de umiditate. În consecință, fundațiile trebuie coborîte pînă la adîncimi unde mișcările datorite umflării și contracției argilei în perioadele succesive umede și secetoase vor fi mici sau neînsemnate (v. pag. 145). Pentru același motiv este necesar să se evite acumularea apei pe fundul săpăturilor, pentru ca pămîntul să nu se umfle și să nu se înmoaie. Existența fisurilor duce la o largă variație a rezistenței la tăiere determinate prin încercări de laborator pe probe prelevate în ștuțuri întrucît fisurile au orientări întîmplătoare, iar în timpul luării probei au tendința de a se deschide. Aprecierea capacității portante pe baza unor astfel de încercări este deci dificilă (v. pag. 188). De aceea, rezistența la tăiere se determină în mod frecvent prin încercări in situ — penetrări cu conul olandez sau încărcări efectuate în fundul forajelor, pe plăci de diametru redus [1.23].

Structura fisurată a acestor argile creează dificultăți, în general imprevizibile, în legătură cu stabilitatea taluzurilor săpăturilor (v. pag. 498), stabilitatea pereților netubați ai forajelor executate cu mijloace mecanizate pentru puțuri adînci sau piloți (v. pag. 469), precum și la proiectarea sprijinirii cu cadre de lemn sau cu palplanșe a săpăturilor (v. pag. 527). Argile avînd caracteristici asemănătoare cu cele fisurate din Anglia se mai întîlnesc în zona Fort Union din Montana (S.U.A.) și în zona Bearpaw din Saskatchewan (Canada) sub formă de șisturi, precum și în nordul Franței, Danemarca și Trinidad.

Argilele roșii tropicale sînt în principal formațiuni reziduale provenind din alterarea fizică și chimică a rocilor eruptive. Sînt larg răspîndite în India, Africa, America de Sud, Hawai, Antile și în țările din Extremul Orient. În mod obișnuit sînt argile slabe, cu capacitate portantă relativ ridicată și compresibilitate redusă. Totuși, în anumite condiții tropicale, materialul poate suferi la adîncimi mici o levigare de pe urma căreia rezultă un pămînt cu porozitate mare și destul de compresibil. Vargas [1.24] menționează tasarea construcțiilor grele fundate pe o astfel de argilă roșie poroasă la Sao Paulo, Brazilia. Argilele roșii tropicale nu suferă variații importante de volum ca urmare a modificării umidității și pot fi săpate în taluzuri verticale sau foarte înclinate, fără riscuri mari de cedare.

Laterita (C. 281) este un pămînt de natură feruginoasă, cu textură argiloasă și aspect concreționar. Constituie un produs de alterare în mediu climatic tropical și se întîlnește frecvent în America Centrală și de Sud, în Africa de Vest și Centrală, India, Malayesia, în Indiile Răsăritene și în nordul Australiei [1.25]. Lateritele au o culoare caracteristică roșcată — cafenie sau galbenă. Se prezintă sub forma unei cruste vîrtoase sau tari, în grosime de 6 m sau mai mult, acoperind materiale argiloase ceva mai puțin consistente, așezate la rîndul lor pe roca mamă. Lateritele au o capacitate portantă ridicată și compresibilitate redusă; nu prezintă probleme dificile de fundare.

Argilele negre tropicale se formează tot pe seama rocilor eruptive; se pot cita ca exemple pămînturile denumite „black cotton" („bumbac negru") din Sudan și Kenya, „vlei" din Rhodesia și „adobe" din sud-vestul S.U.A. [1.26]. Se întîlnesc de asemenea în India, Nigeria și Australia, în general în zonele cu drenaj insuficient. Spre deosebire de argilele roșii tropicale, cele negre pun multe probleme în tehnica fundațiilor, întrucît suferă variații importante de volum ca urmare a variațiilor de umiditate, iar în anotimpurile umede, datorită proprietăților de drenare nefavorabile, devin impracticabile pentru mijloacele de transport de pe șantier. Aceste argile găsindu-se tocmai în țări în

care diferențele de umiditate între anotimpurile ploioase și cele secetoase sînt considerabile, mișcările terenului care rezultă din umezirea și uscarea alternativă a pămîntului sînt importante și se extind pînă la mari adîncimi. În numeroase cazuri s-a găsit necesar să se fundeze pe piloți chiar și construcțiile ușoare, pentru a se depăși zonele de mișcare a pămîntului.

Argilele calcaroase sărăturate sînt răspîndite pe zone întinse în Orientul Apropiat și cel Mijlociu. Ele se găsesc în cîmpia mesopotamiană din Irak, în cîmpiile de coastă ale sud-vestului Iranului, pe coasta Africii de Nord, în insulele Mediteranei, podișurile calcaroase ale Iordaniei precum și în Utah și Nevada, S.U.A. [1.27]. Aceste formațiuni au luat naștere prin depunerea mineralelor argiloase în ape saline sau bogate în calcar. Depozitele astfel formate au sporit prin aportul de nisip și praf adus de vînt. Profilul litologic al argilelor prăfoase calcaroase este asemănător în toate țările aride și semiaride din Orientul Apropiat și cel Mijlociu. El prezintă la suprafață o crustă de aproape 2 m grosime, alcătuită din argilă uscată, tare sau vîrtoasă, sub care se află argilă umedă, moale. Crusta superficială nu este înmuiată, pînă la o adîncime apreciabilă, de către ploile din timpul iernii.

Crusta vîrtoasă are o rezistență suficientă pentru a suporta construcțiile ușoare, însă cele grele, necesitînd fundații de lățime mare, care transmit presiunile pînă la orizonturile inferioare, moi și compresibile, pot suferi tasări importante dacă nu se prevăd piloți introduși pînă la strate mai puțin compresibile. Argilele calcaroase manifestă modificări sensibile de volum o dată cu variația umidității, iar în zonele cu variații sezoniere importante, cum sînt țările cu ierni umede și veri uscate din jurul Mediteranei, mișcările terenului se extind pînă la adîncimi de 5 m sau mai mult, necesitînd măsuri speciale la proiectarea fundațiilor. În zonele unde variațiile sezoniere de precipitații nu sînt mari, ca de exemplu în sudul Irakului, mișcarea terenului nu constituie o problemă. În unele regiuni crusta întărită este o aglomerare slab cimentată de fragmente de material argilos de dimensiunile nisipului sau pietrișului, rezultînd probabil din acțiunea de transport și depunere a vîntului. Aceste pămînturi pot suferi prăbușiri, ca urmare a inundării sub sarcinile exercitate de fundații.

Săparea în crusta vîrtoasă de argilă calcaroasă nu constituie o problemă grea, deși există posibilitatea unor infiltrații de apă din fisuri. Săparea în stratele moi mai adînci poate prezenta inconveniente, datorită cedării taluzurilor și ridicării fundului excavațiilor.

Argilele aluvionare (inclusiv cele marine) sînt materiale de origine relativ recentă, provenite din depunerea de particule prăfoase și argiloase în văile rîurilor, în estuare și pe fundul mărilor. Ele sînt „normal consolidate", adică s-au consolidat sub greutate proprie și n-au fost supuse în trecutul geologic unei sarcini de preconsolidare, ca în cazul argilelor cu pietriș sau al celor fisurate vîrtoase. În consecință, ele au rezistența la tăiere crescătoare cu adîncimea, fiind mai moi în apropiere de suprafață și consistente sau vîrtoase în profunzime. Uscarea prin evaporare și acțiunea vegetației produc o crustă întărită la suprafața argilelor aluvionare. Grosimea acestei cruste este în general de 0,90—1,20 m. în Anglia, însă în țările cu climă uscată crusta poate fi mult mai groasă și susceptibilă de variații întîmplătoare în grosime. În unele regiuni se întîlnesc cîteva orizonturi de uscare separate de strate argiloase moi,

rmal consolidate. Pentru fundaţiile înguste aşezate pe crusta superficială, re nu transmit eforturi depozitelor de dedesubt, moi şi foarte compresibile, t fi adoptate presiuni de calcul destul de mari, tasările probabile fiind mici u chiar nule. În cazul fundaţiilor late sau adînci este necesar să se adopte esiuni foarte scăzute sau să se recurgă la sisteme speciale de fundare, ca radie- le flotante (v. pag. 241) sau să se prevadă piloţi înfipţi prin argilele aluvionare oi şi consistente pînă la un material cu portanţă suficientă.

Argilele aluvionare, în special cele marine, sînt „sensitive", adică suferă scădere importantă a rezistenţei la tăiere în cazul cînd structura lor natu- lă este tulburată, de exemplu în timpul luării probelor pentru încercări sau rin lucrările de execuţie a construcţiilor. Factorul de sensitivitate, sau mai scurt sensitivitatea* poate fi de 2 pînă la 3 în cazul argilelor din estuarul amisei şi de la Firth of Forth şi poate atinge chiar 150 la argilele postgla- are din răsăritul Canadei. Argilele marine din Norvegia şi Suedia sînt de semenea foarte sensitive, datorită spălării sărurilor aflate în apa din pori e către apa dulce infiltrată ulterior, fenomen din care rezultă o structură eticulară deschisă care se poate distruge foarte uşor, atunci cînd este deran- ată.

Săpăturile efectuate mai jos de crusta uscată de suprafaţă necesită spri- iniri prin cadre sau palplanşe; săpăturile deschise se vor face cu taluzuri puţin dînci, pentru a se evita pierderea stabilităţii prin alunecare. Excavaţiile în rgile de consistenţă redusă care depăşesc un anumit raport adîncime / lăţime înt supuse cedărilor prin ridicarea fundului sau prin alunecarea spre interior sprijinirilor laterale (v. pag. 530).

Ca şi în cazul argilelor fisurate vîrtoase, se vor lua măsuri speciale împo- riva efectului umflării şi contracţiei sezoniere asupra fundaţiilor, precum şi mpotriva acţiunii drenante a rădăcinilor (v. pag. 147).

Argilele aluvionare se prezintă în mod frecvent sub formă de argile lami- nare alternînd cu strate de turbă, ca de exemplu în estuarul Tamisei, în unele districte din răsăritul Angliei sau în deltele Nigerului şi Shatt-el-Arab.

Pămînturile prăfoase (C. 234) se prezintă sub formă de depozite aluvio- nare sau glaciare sau sub formă de depozite eoliene. Exemple ale acestora din urmă sînt „pămîntul de cărămidă" („brickearth") din sud-estul Angliei au „loessul" care se găseşte pe teritorii întinse în stratele din vestul central i nord-vestul S.U.A., în China, India, U.R.S.S. şi Israel. Pămînturile pră- oase glaciare şi aluvionare sînt în general acvifere şi de consistenţă moale. Ele se numără printre formaţiunile cele mai dificile în lucrările de săpătură, ntrucît sînt foarte susceptibile la cedare şi „fierbere". Avînd afinitate faţă le apă, nu pot fi drenate prin metodele obişnuite de coborîre a nivelului apei. Sînt de asemenea sensibile la acţiunea îngheţului.

„Pămînturile de cărămidă" sînt în general consistente pînă la vîrtoase i în mod normal nu pun probleme dificile la execuţia fundaţiilor. În mod semănător, pămînturile loessoide sînt uşor cimentate şi au o capacitate por- antă ridicată. Totuşi ele sînt supuse prăbuşirilor de structură prin umezire, n urma inundării sau chiar a spargerii conductelor de apă. Pămînturile loes-

---

* Sensitivitatea reprezintă raportul între rezistenţa la tăiere a materialului în stare netul- urată şi respectiv cea în stare tulburată.

2.

Principiile generale de proiectare a fundațiilor

Prin fundația unei construcții se înțelege partea aflată în contact direct cu terenul și care transmite încărcarea construcției la teren.

Fundațiile izolate servesc în mod obișnuit drept reazeme pentru stîlpii portanți. Ele pot fi alcătuite dintr-o placă simplă circulară, pătrată sau dreptunghiulară de grosime uniformă, sau pot fi prevăzute cu trepte sau fețe înclinate pentru a distribui sarcinile stîlpilor cu încărcări mai mari. Fundațiile izolate ale stîlpilor metalici cu sarcini mari sînt uneori prevăzute cu o rețea metalică de armare.

Diferitele forme de fundații izolate sînt prezentate în fig. 2.1, *a-d*.

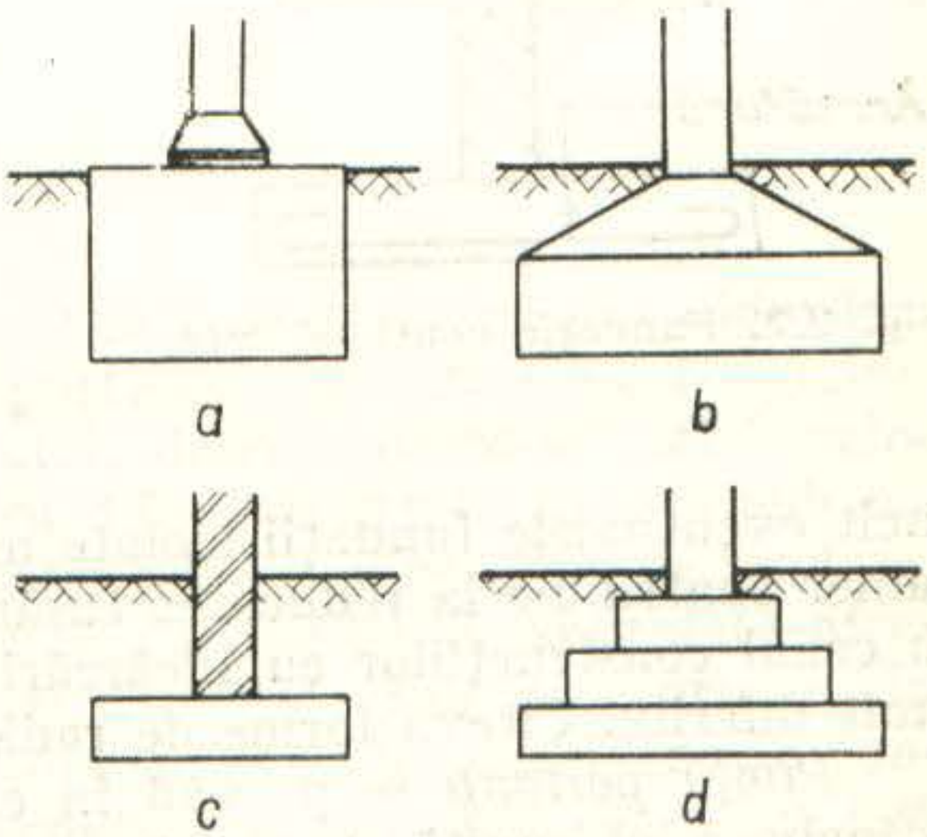


Fig. 2.1. Diferite forme de fundații izolate:
a – bloc de beton simplu pentru stîlpi metalici; *b* – bloc de beton armat cu partea superioară în formă de obelisc; *c* – talpă simplă de beton armat; *d* – fundație de beton armat în trepte.

Fundațiile continue sau *benzi* se prevăd în mod normal pentru zidurile portante (fig. 2.2, *a*) și pentru șirurile de stîlpi așezați la distanțe atît de mici, încît dacă fiecare ar avea fundații izolate, acestea ar fi aproape tangente (fig. 2.2, *b*). În acest din urmă caz este mai economic să se sape un singur șanț și să se toarne o fundație continuă, decît să se lucreze într-un mare număr de gropi individuale. De fapt se consideră adesea că este mai economic să se pre-

vadă o fundație continuă ori de cîte ori distanța dintre fundațiile pătrate vecine este mai mică decît dimensiunile acestora.*

Fundațiile continue late (armate) sînt necesare acolo unde capacitatea portantă a terenului este atît de scăzută, încît reclamă o bandă de lățime mare,

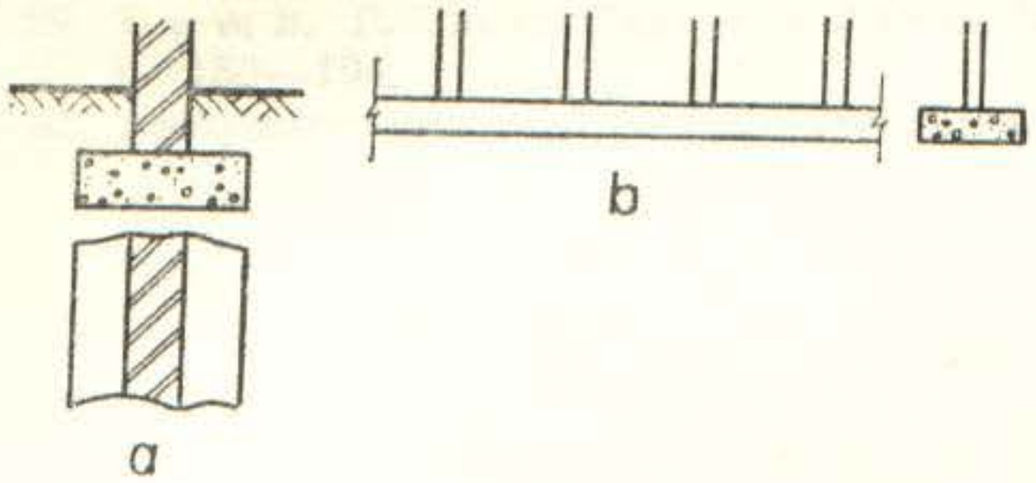


Fig. 2.2. Forme de fundații continue:
a — talpă continuă pentru ziduri portante; *b* — talpă continuă pentru un șir de stîlpi situați la distanțe mici unul de altul.

la care se dezvoltă momente încovoietoare în porțiunile laterale, în consolă, ale fundației (fig. 2.3); pentru a se preveni fisurarea betonului, aceste fundații se armează.

Fundațiile radier își găsesc utilizare pe terenuri cu portanță redusă sau acolo unde stîlpii portanți sau suprafețele încărcate sînt atît de apropiate

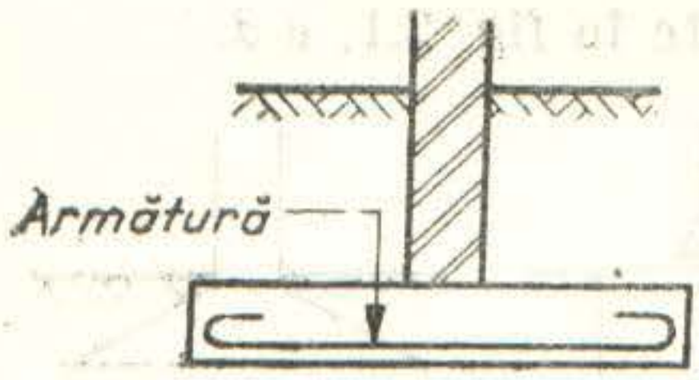


Fig. 2.3. Fundație continuă lată.

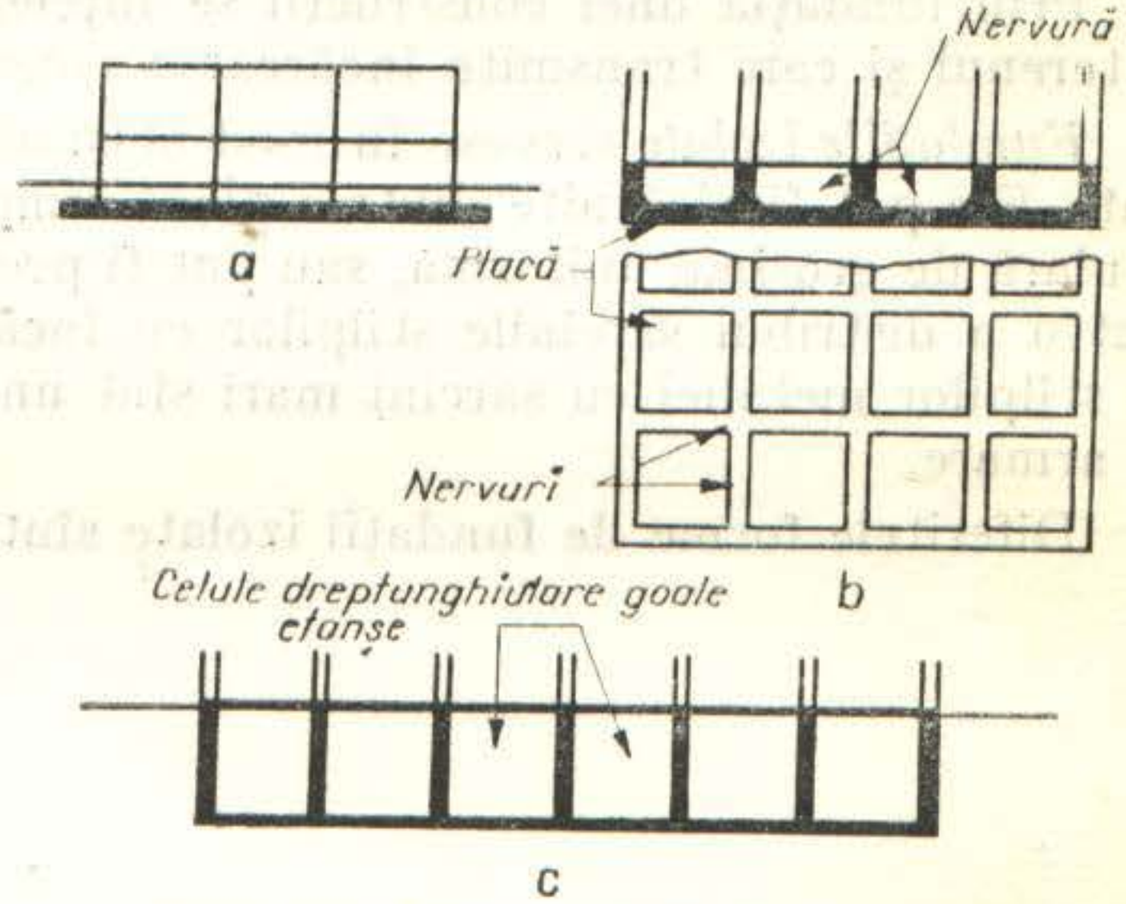


Fig. 2.4. Forme de fundații radier:
a — placă simplă; *b* — planșeu cu nervuri; *c* — radier casetat (flotant).

încît eventualele fundații izolate ar tinde să se atingă una de alta. Fundațiile radier contribuie la reducerea tasărilor diferențiale pe terenuri neuniforme sau în cazul construcțiilor cu încărcări variate sau la care stîlpii transmit sarcini mult diferite. Cîteva forme de radiere sînt reprezentate în fig. 2.4. *a-c.*

Piloții portanți se prevăd în cazurile cînd terenul nu poate face față, la adîncimea obișnuită de fundare, solicitărilor transmise de fundațiile izolate, continue sau radiere (fig. 2.5, *a*) sau cînd construcțiile sînt așezate pe depozite groase de umplutură care se tasează sub propria greutate (fig. 2.5, *b*). Fundațiile pe piloți constituie de asemenea o metodă de fundare avantajoasă pentru

* Un anumit gen de „fundații continue" constă din tălpi individuale adiacente, separate prin rosturi (v. pag. 209).

onstrucţiile realizate deasupra apei (fig. 2.5, *c*) sau cele care trebuie să reziste subpresiuni (fig. 2.5, *d*). Cînd sînt de preluat solicitări laterale se prevăd piţi înclinaţi (fig. 2.5, *e*).

Metoda uzuală de tratare a unei probleme obişnuite de fundare constă ai întîi în întocmirea unui plan al construcţiei la cota bazei sale, cu repreentarea diferiţilor stîlpi, ziduri şi sarcini distribuite. Greutăţile proprii şi sarnile utile se figurează separat unele de altele; se notează de asemenea valo-

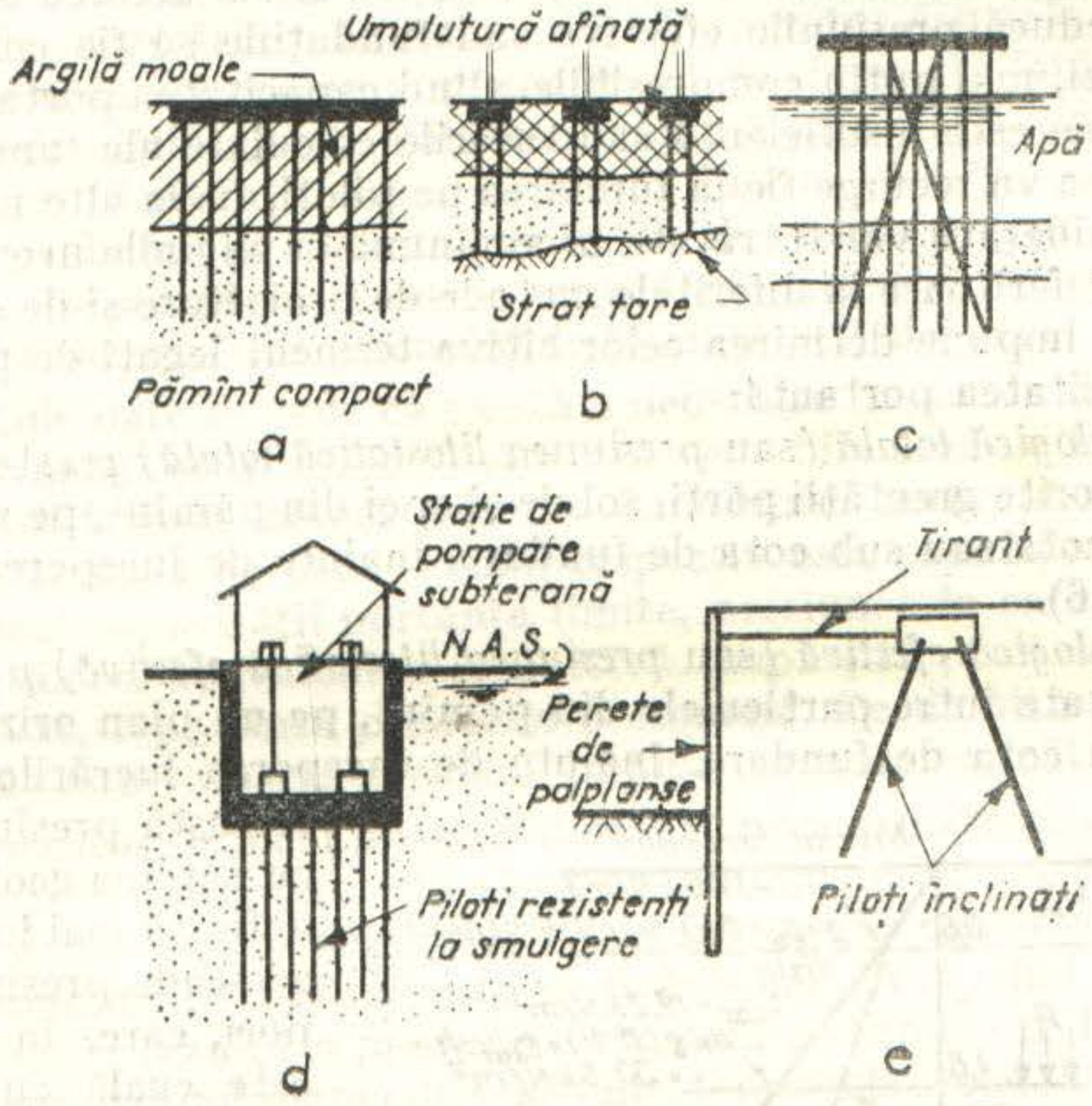


Fig. 2.5. Forme de fundaţii pe piloţi.

ile momentelor încovoietoare (dacă este cazul) la baza stîlpilor şi a zidurilor. În a doua fază se trece la studierea caracteristicilor mecanice ale terenului, obţinute pe baza prospectării amplasamentului, determinîndu-se astfel valorile de calcul ale presiunilor admisibile pentru diferitele strate situate sub nivelul terenului. A treia fază o constituie stabilirea adîncimii necesare de fundare. Aceasta poate fi adîncimea minimă de depăşire a păturilor de suprafaţă afectate de variaţiile sezoniere de temperatură şi umiditate sau de eroziune. În unele cazuri însă, adîncimea de fundare trebuie sporită, din considerente constructive, faţă de cea impusă de natura terenului: de exemplu, dacă au fost prevăzute subsoluri, conducte de încălzire sau canalizări la anumite adîncimi, fundaţiile vor fi coborîte mai jos decît toate aceste elemente. După ce o anumită adîncime minimă de fundare a fost stabilită pe considerente geotehnice sau constructive, dimensiunile fundaţiilor se determină ţinînd seama de încărcări şi de presiunile admisibile. În această fază se hotărăşte de obicei şi tipul de fundaţie, de exemplu tălpi izolate, continue sau radiere. Dacă la o adîncime nu cu mult mai mare decît cea minimă necesară se găseşte un strat

de portanţă ridicată, se va căuta ca fundaţiile să fie adîncite pînă la acest strat, din micşorarea dimensiunilor lor rezultînd economii în volumul de săpături şi de beton. Totuşi, dacă stratul mai rezistent este situat sub nivelul apei subterane, s-ar putea ca sporul de cost necesitat de pomparea apei din excavaţie sau de palplanşe să depăşească economiile amintite mai înainte.

După ce adîncimea de fundare şi presiunile efective au fost astfel stabilite în mod provizoriu, se trece la cea de a patra fază a proiectării, respectiv la calculul tasărilor totale şi diferenţiale ale construcţiei. Dacă acestea sînt prea mari, trebuie să se reducă presiunile efective sau fundaţiile să fie coborîte pînă în strate mai adînci, mai puţin compresibile. Cînd capacitatea portantă a stratelor de mică adîncime este insuficientă sau tasările calculate ale fundaţiilor directe sînt exagerate, se va recurge fie la fundarea pe piloţi, fie la alte măsuri speciale.

Aceste consideraţii vor fi tratate în amănunt în paginile următoare precum şi în capitolele referitoare la diferitele metode de proiectare şi de execuţie a fundaţiilor. Aici se impune definirea celor cîţiva termeni legaţi de presiunile efective şi de capacitatea portantă:

Sarcina geologică totală (sau *presiunea litostatică totală*) p este valoarea presiunii totale datorite greutăţii părţii solide şi apei din pămînt, pe un plan orizontal oarecare la cota sau sub cota de fundare, înainte de începerea lucrărilor de execuţie (fig. 2.6).

Sarcina geologică efectivă (sau *presiunea litostatică efectivă*) p_0 este valoarea presiunii exercitate între particulele din pămînt, pe un plan orizontal oarecare la cota sau sub cota de fundare, înainte de începerea lucrărilor de execuţie.

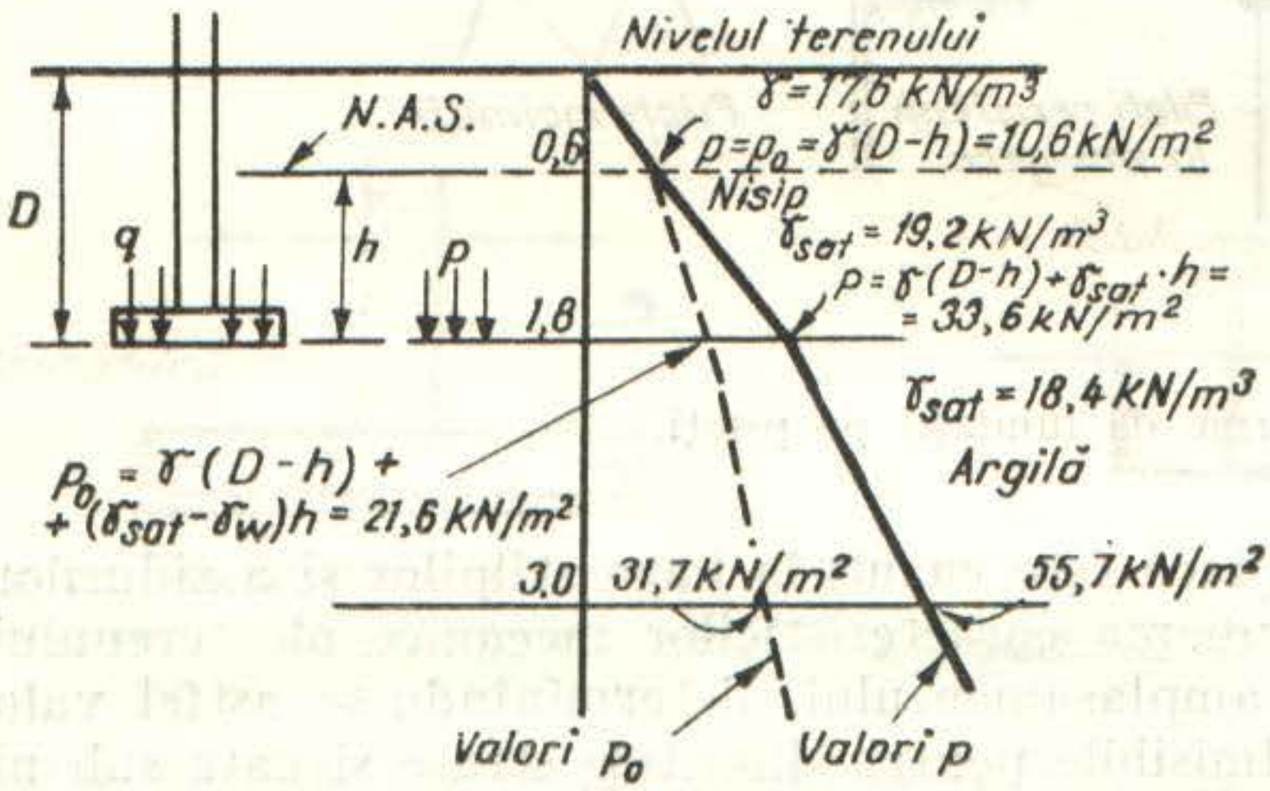


Fig. 2.6. Calculul sarcinii geologice totale şi efective (exemplu numeric).

Această presiune este egală cu sarcina geologică totală p definită mai înainte, din care se scade presiunea apei din pori, care, în cazul general, este egală cu presiunea hidrostatică a apei la nivelul planului considerat. De exemplu, pentru un plan situat la o adîncmie h sub nivelul apei subterane

$$p_0 = p - \gamma_w \cdot h. \qquad (2.1)$$

Presiunea totală (sau *presiunea brută*) q este valoarea presiunii totale pe teren sub fundaţie, după ce construcţia a fost executată şi complet încărcată. Ea include încărcările datorite fundaţiei şi suprastructurii, precum şi pe cele exercitate de pămîntul şi apa din pămînt care solicită eventual construcţia.

Presiunea netă q_n este creşterea presiunii pe teren sub fundaţie, produsă de greutatea proprie şi de sarcina utilă a construcţiei

$$q_n = q - p \text{ (la adîncimea de fundare } D). \qquad (2.2)$$

Valoarea q_n este folosită la calculul distribuţiei eforturilor la o adîncime oarecare sub cota de fundare.

Capacitatea portantă limită q_f este valoarea presiunii la care terenul cedează prin depăşirea rezistenţei la tăiere.

Capacitatea portantă limită netă q_{nf} pentru o anumită fundaţie este valoarea presiunii nete la care terenul cedează prin depăşirea rezistenţei la tăiere, de exemplu

$$q_{nf}=q_f-p. \tag{2.3}$$

Presiunea prezumată (normată) este valoarea presiunii nete considerată drept corespunzătoare unui anumit teren de fundaţie, în faza preliminară de proiectare. Valoarea respectivă se bazează fie pe experienţa anterioară locală, fie pe rezultatele încercărilor de rezistenţă în laborator sau cele ale încărcărilor de probă pe teren, cu adoptarea unui coeficient de siguranţă faţă de rupere.

Presiunea admisibilă q_a este valoarea maximă admisibilă a presiunii nete pe teren într-o anumită situaţie dată, cu luarea în consideraţie a capacităţii portante, a tasării probabile şi a vitezei probabile de tasare, precum şi a capacităţii construcţiei de a se adapta la tasarea respectivă. Această valoare depinde prin urmare atît de caracteristicile terenului de fundaţie, cît şi de cele ale construcţiei.

Din definiţiile date se vede că există o deosebire importantă între termenii „capacitate portantă" şi „presiune". Această deosebire trebuie înţeleasă în mod clar, iar termenii trebuie corect folosiţi. *Capacitatea portantă* a unui teren de fundaţie este presiunea pe care terenul respectiv este *capabil* să o suporte, de exemplu, în cazul capacităţii portante limite, presiunea la care are loc ruperea (cedarea) prin tăiere, iar valoarea respectivă, împărţită printr-un coeficient de siguranţă adecvat, reprezintă *presiunea prezumată.* Pe de altă parte, *presiunea* (brută sau netă) este valoarea presiunii *impuse* terenului de către fundaţie.

Folosirea acestor termeni poate fi ilustrată prin următorul exemplu practic: „Calculele bazate pe rezistenţa la tăiere a pămîntului au arătat că valoarea *capacităţii portante limite* a terenului pentru fundaţii continue cu lăţimea de 1,20 m, la o adîncime de 1,50 m, este de 6 daN/cm². Adoptînd un coeficient de siguranţă egal cu 3, rezultă o *presiune prezumată* pe teren sub fundaţii egală cu 2 daN/cm². Totuşi, ţinînd seama de sensibilitatea construcţiei faţă de eventualele tasări diferenţiale, s-a hotărît să se limiteze tasările totale şi diferenţiale prin adoptarea unei *presiuni admisibile* de 1,5 daN/cm²".

EVALUAREA PRESIUNILOR ADMISIBILE

Aşa cum s-a arătat mai înainte, valoarea presiunii admisibile depinde de caracteristicile terenului, de adîncimea şi dimensiunile fundaţiei, precum şi de valoarea tasărilor care pot fi suportate de construcţie sau de instalaţiile aferente.

Există două metode de stabilire a presiunilor admisibile. Prima se aplică în modul următor: se determină mai întîi, pe baza cunoaşterii caracteristicilor de rezistenţă la tăiere ale pămîntului obţinute aşa cum s-a arătat în cap. 1, *capacitatea portantă limită* (q_f) a terenului pentru o fundaţie de adîncime şi dimensiuni date. Acestei valori calculate a capacităţii portante limite i se aplică apoi un coeficient de siguranţă, stabilindu-se astfel valoarea presiunii prezumate. Dacă se poate dovedi, prin experienţă sau prin calcul, că tasările unei fundaţii care exercită pe teren o presiune egală cu presiunea prezumată nu sînt excesive pentru tipul respectiv de construcţie, atunci valoarea *presiunii admisibile* (q_a)

poate fi luată egală cu cea a presiunii prezumate. Dacă tasările sînt excesive, va fi necesar ca presiunea admisibilă să fie ceva mai mică.

A doua metodă constă în determinarea presiunii admisibile pe baza experienţei şi a cunoaşterii caracteristicilor terenului sau prin procedee empirice bazate pe rezultatele anumitor tipuri de încercări in situ.

Metoda pentru calculul capacităţii portante limite pornind de la caracteristicile de rezistenţă la tăiere a pămîntului poate fi aplicată fundaţiilor aşezate pe pietrişuri, nisipuri, pămînturi prăfoase, argile şi pe varietăţi intermediare de materiale. Metoda este larg folosită pentru pămînturile prăfoase şi argiloase, întrucît după 20 de ani de aplicare a principiilor mecanicii pămînturilor în această problemă, procedeul respectiv de calcul şi-a dovedit pe deplin valabilitatea. El este mai puţin utilizat la fundaţiile pe nisip şi pietriş şi aproape deloc în cazul celor aşezate pe teren stîncos. În ceea ce priveşte nisipurile şi pietrişurile, principalul inconvenient în adoptarea metodei teoretice constă în dificultatea obţinerii unor probe suficient de netulburate pentru determinările de rezistenţă la tăiere în laborator şi în lipsa unei metode corespunzătoare de încercare in situ, care să furnizeze direct valorile rezistenţei la tăiere.

Din fericire, problema calculării capacităţii portante limite a nisipurilor şi pietrişurilor se pune rareori. Numai în cazul fundaţiilor înguste şi puţin adînci pe nisipuri acvifere ar putea exista un anumit risc de cedare generală prin depăşirea rezistenţei la tăiere, sub acţiunea valorilor curente ale presiunii exercitate de fundaţii. În toate cazurile de fundaţii pe nisip uscat şi în cele mai multe din cazurile fundaţiilor late sau mai adînci pe nisipuri cu apă, valoarea *presiunilor admisibile* se stabileşte pe considerente de tasare admisibilă. Cu alte cuvinte, presiunea necesară pentru limitarea tasărilor la o valoare convenabilă este cu mult mai scăzută decît cea obţinută prin împărţirea capacităţii portante limite cu un coeficient de siguranţă arbitrar, de exemplu 3. De aceea este de preferat ca pentru fundaţiile pe nisipuri şi pietrişuri să se adopte o metodă empirică de proiectare, care să coreleze presiunile admisibile cu tasările admisibile, pentru fundaţii de dimensiuni date.

Metodele empirice bazate pe experienţă sînt singurele utilizabile pentru fundaţiile pe roci stîncoase. Deşi este posibil ca, prin procedeele descrise în cap. 1, să se recolteze carote din asemenea roci, care să fie supuse încercărilor de rezistenţă la tăiere şi de compresibilitate în laborator, în condiţii similare consolidării sub sarcinile transmise de fundaţie şi sub sarcina geologică, experienţa de pînă acum cu privire la corelarea acestor încercări cu comportarea fundaţiilor reale este încă insuficientă. Efectele fisurării şi planelor de separaţie sînt în mare măsură imposibil de calculat.

Calcularea capacităţii portante limite prin metodele teoretice ale mecanicii pămînturilor

Cazul general

Cînd unei fundaţii i se aplică o încărcare, tasările care se produc au forma reprezentată de diagrama de încărcare—tasare (fig. 2.7). Pînă la o anumită valoare, tasarea fundaţiei este relativ mică şi în cea mai mare parte elastică (la înlăturarea încărcării, fundaţia revine aproape la cota iniţială). Pe măsura creş-

terii încercării, tasarea creşte într-un ritm disproporţionat, pînă ce, în cele din urmă, se produc creşteri rapide ale tasării fără sporirea încărcării. Capacitatea portantă limită (q_f) a fost astfel atinsă, fundaţia scufundîndu-se şi înclinîndu-se odată cu refularea terenului înconjurător (fig. 2.8).

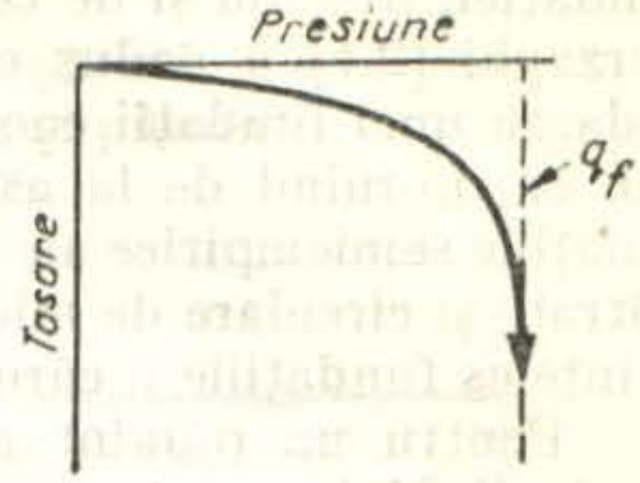
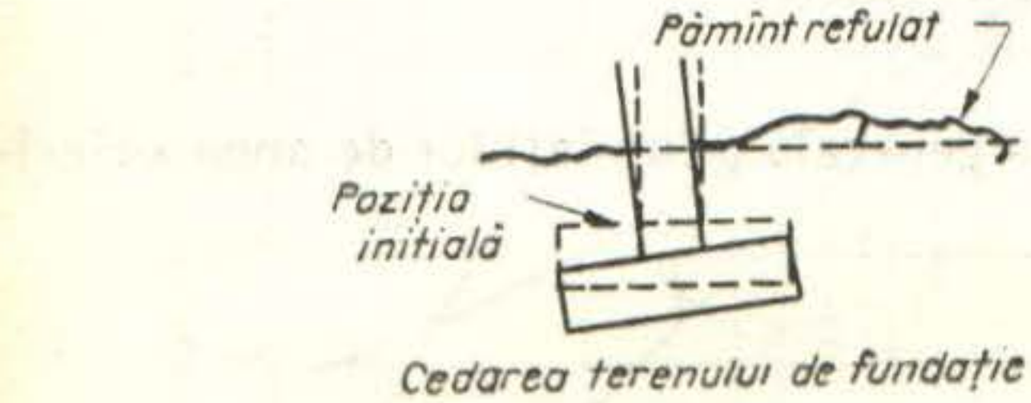
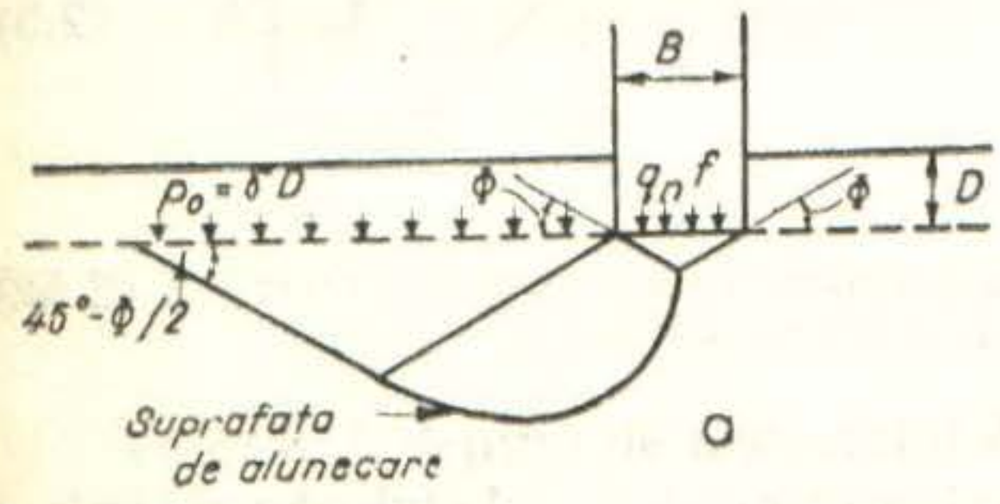


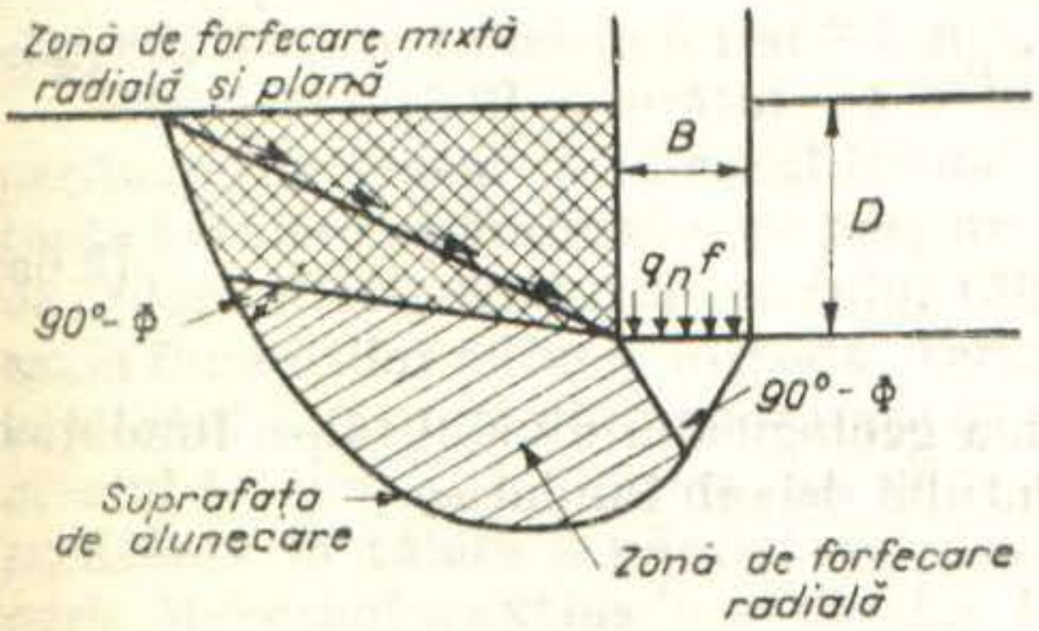
Fig. 2.7 Relaţia încărcare — tasare.

Scufundarea şi înclinarea vor continua pînă ce întreaga construcţie se răstoarnă, sau pînă ce se atinge o situaţie de echilibru, cînd fundaţia ajunge la o adîncime suficient de mare încît capacitatea portantă a terenului să nu mai





a



b

Fig. 2.8. Cedarea terenului de fundaţie:
a — calculul aproximativ al capacităţii portante limită a terenului sub o fundaţie de mică adîncime cu baza rugoasă (Terzaghi); *b* — capacitatea portantă limită a terenului sub o fundaţie de mică adîncime (Meyerhof).

îngăduie mişcarea ei. Înclinarea însoţeşte aproape întotdeauna cedarea fundaţiilor, din cauză că variaţia inevitabilă a rezistenţei la tăiere şi a compresibilităţii pămîntului de la un punct la altul duce la o deplasare mai mare într-o parte sau în alta a fundaţiei. Centrul de greutate al încercării este aruncat înspre partea

în care s-a produs deplasarea respectivă, sporind şi mai mult presiunea şi deci înclinarea fundaţiei.

Se observă din fig. 2.8, *a* că un masiv de pămînt aflat sub fundaţie se mişcă de-a lungul unei suprafeţe curbe, a cărei formă depinde de adîncimea şi de dimensiunile fundaţiei, precum şi de coeziunea şi unghiul de frecare internă ale pămîntului. Terzaghi [2.1] a dedus ecuaţia generală care-i poartă numele, referitoare la cedarea unei fundaţii continue de mică adîncime prin forfecarea pămîntului de sub ea, pornind de la aspectul liniei de cedare; pe aceeaşi bază el a stabilit ecuaţiile semiempirice ale cedării generale prin forfecare (alunecare) a fundaţiilor pătrate şi circulare de mică adîncime. Prin fundaţii de mică adîncime, Terzaghi a înţeles fundaţiile a căror adîncime este egală sau mai mică decît lăţimea lor.

Pentru un pămînt a cărui rezistenţă la tăiere este dată de ecuaţia lui Coulomb-Mohr

$$s = c + p \operatorname{tg} \Phi \tag{2.4}$$

unde c este coeziunea unitară sau aparentă;
p — presiunea normală pe planul de tăiere;
Φ — unghiul de frecare internă,

ecuaţiile lui Terzaghi referitoare la cedarea generală a fundaţiilor de mică adîncime sînt următoarele:

(I) Fundaţie continuă:
Capacitatea portantă limită

$$q_f = cN_c + p_0(N_q - 1) + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + p. \tag{2.5}$$

Capacitatea portantă limită netă

$$q_{nf} = cN_c + p_0(N_q - 1) + \gamma \frac{B}{2} N\gamma. \tag{2.5a}$$

(II) Fundaţie pătrată sau circulară:
Capacitatea portantă limită

$$q_f = 1{,}3\ cN_c + p_0(N_q - 1) + 0{,}4\ \gamma B N_\gamma + p. \tag{2.6}$$

Capacitatea portantă limită netă

$$q_{nf} = 1{,}3\ cN_c + p_0(N_q - 1) + 0{,}4\gamma B N_\gamma \tag{2.6a}$$

unde c este coeziunea;
p_0 — presiunea efectivă din sarcina geologică la nivelul tălpii fundaţiei;
γ — greutatea volumică a pămîntului de sub fundaţie;
p — sarcina geologică totală.

Factorii N_c, N_q şi N_γ depind de unghiul de frecare internă al pămîntului (valorile date de Terzaghi şi Peck sînt reprezentate în fig. 2.9). Dacă nivelul apei subterane se ridică deasupra nivelului tălpii fundaţiei, pentru determinarea lui p_0 şi γ se consideră greutatea volumică a pămîntului în stare imersată.

În cazul fundaţiilor adînci (subsoluri, puţuri şi piloţi), Terzaghi a introdus factori suplimentari, care să ţină seama de frecarea laterală pe fundaţie şi de

rezistența la tăiere a pămîntului situat în zona conturului exterior al fundației. Astfel, formula generală a lui Terzaghi pentru o fundație circulară *adîncă* de rază r este:

$$Q_a = Q_{pr} + 2\pi r f_s D \tag{2.7}$$

unde

Q_{pr} este rezistența de bază calculată cu expresia (2.6);
f_s — frecarea laterală unitară între fundație și pămînt;
D — adîncimea fundației.

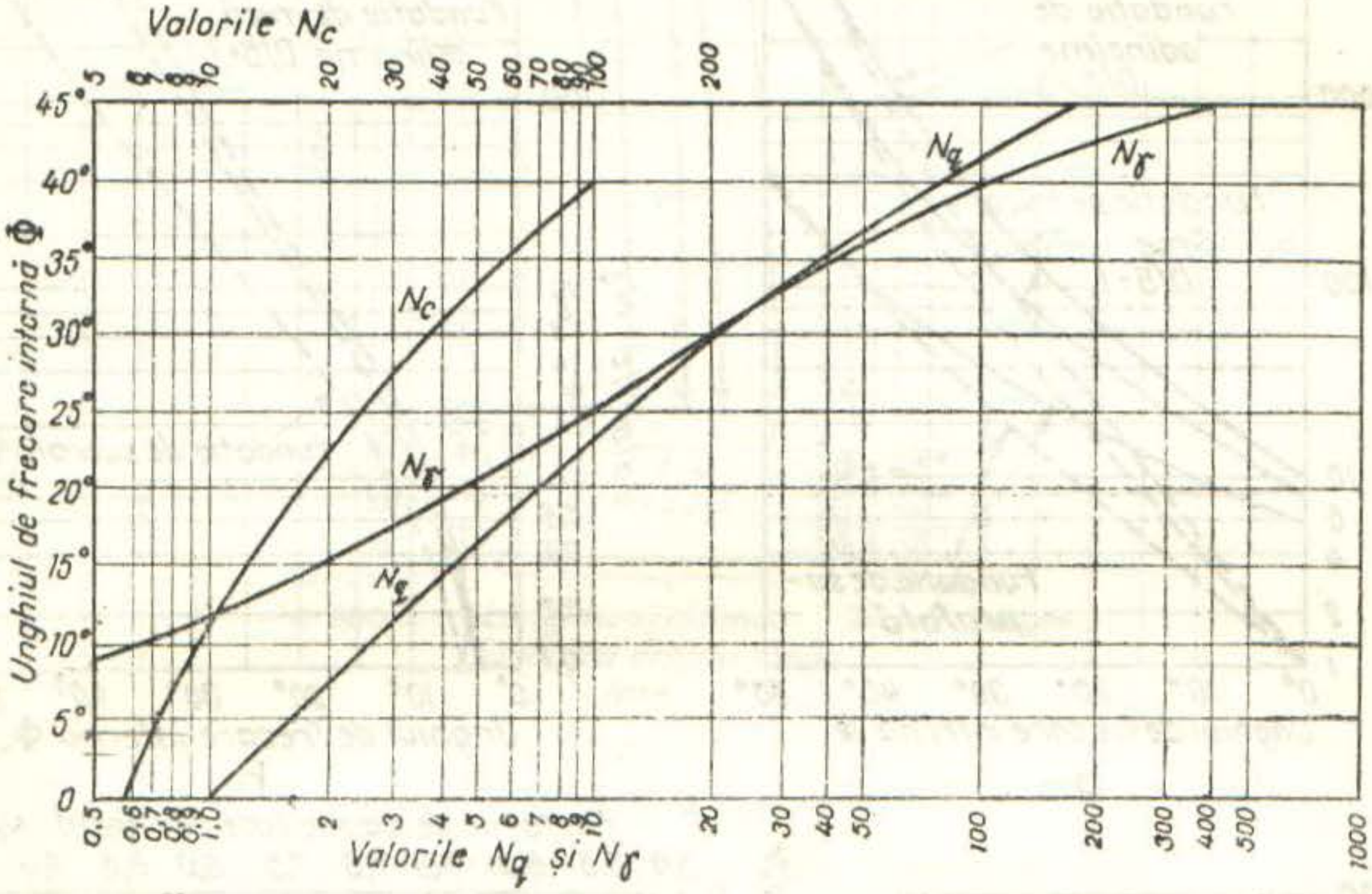


Fig. 2.9. Factorii de capacitate portantă propuși de Terzaghi pentru fundații de mică adîncime (adîncimea cel mult egală cu lățimea).

Valorile f_s depind de materialul din care este alcătuită fundația și de caracteristicile pămîntului. Date informative cu privire la valorile utilizate în practică sînt cuprinse în tabelele 6.1 și 7.1 și în fig. 7.5.

Meyerhof [2.2] a arătat că ecuațiile generale ale lui Terzaghi sînt acoperitoare, în sensul că în cazul fundațiilor de mică adîncime se neglijează rezistența la tăiere a pămîntului pe porțiunea din suprafața de cedare aflată deasupra nivelului tălpii fundației. În cazul fundațiilor adînci, metoda Terzaghi are inconvenientul că atunci cînd suprafața de cedare nu atinge nivelul terenului, înălțimea pe care este mobilizată rezistența la tăiere a pămîntului devine foarte nesigură. Meyerhof a extins lucrările lui Prandtl [2.3] și Reissner, analizînd condițiile de cedare de-a lungul unei linii reprezentate în fig. 2.8, *b*. Ecuația generală propusă de el pentru capacitatea portantă limită netă este

$$q_{nf} = cN_c + p_0(N_q - 1) + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \tag{2.8}$$

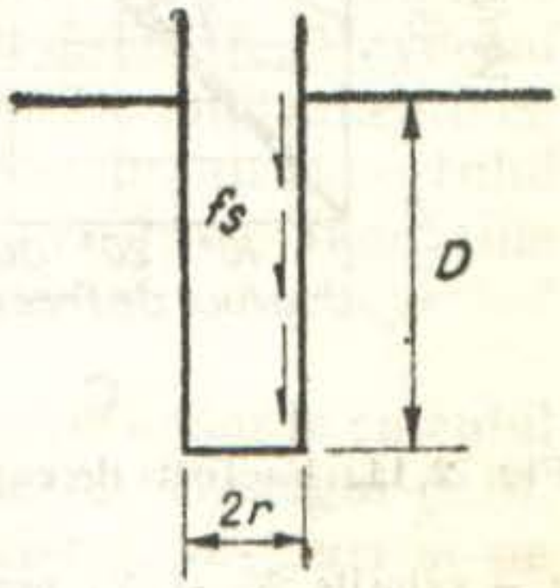
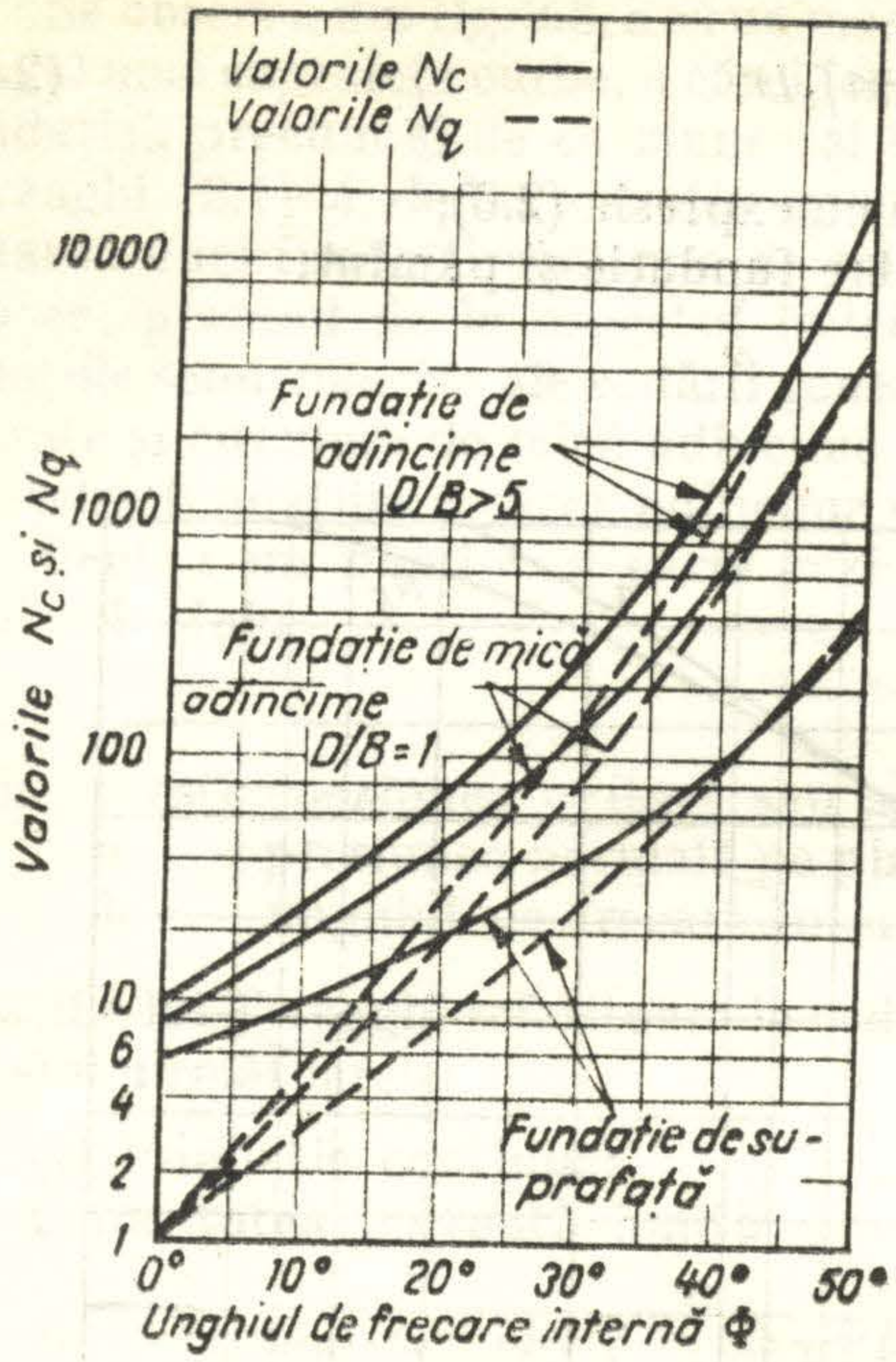
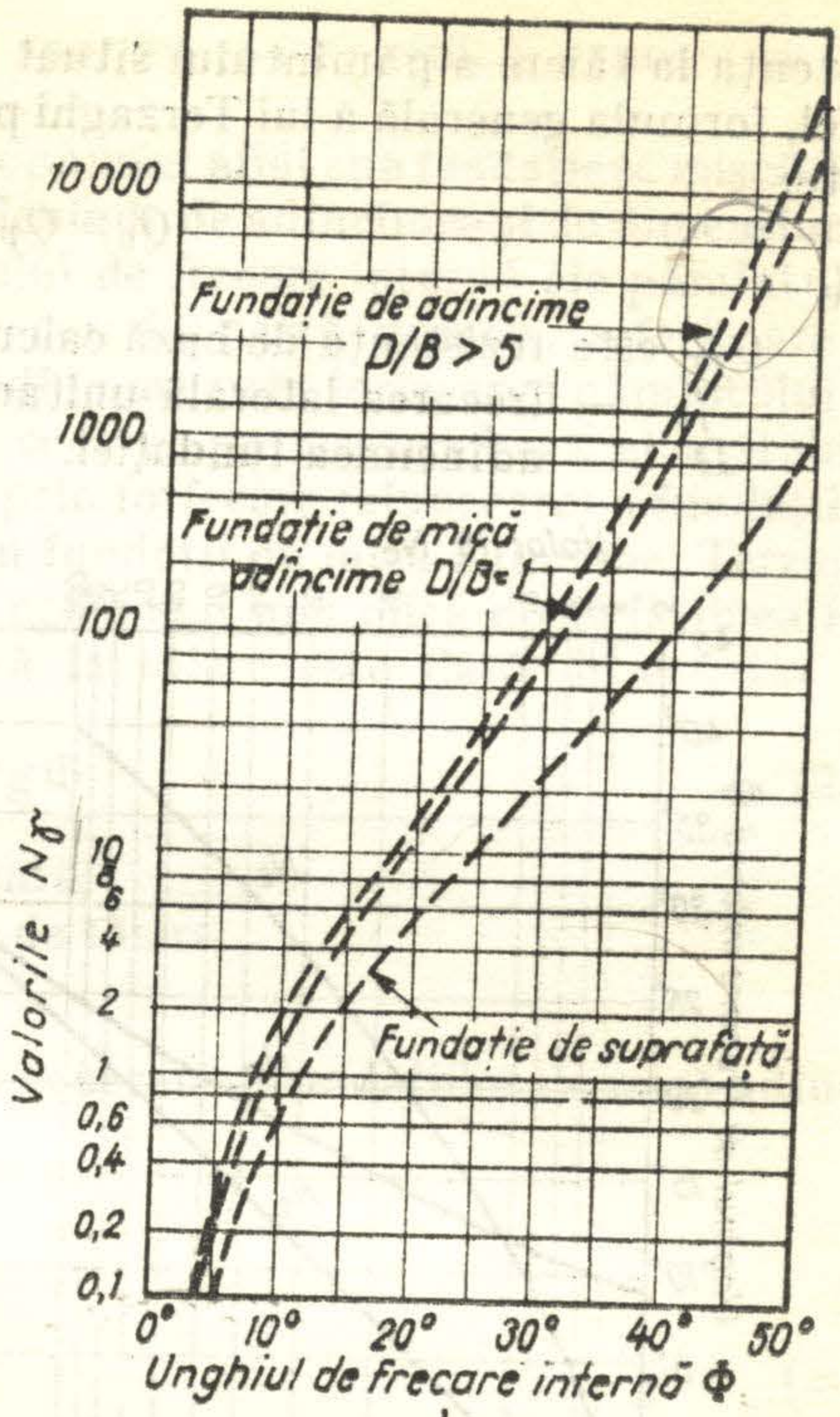


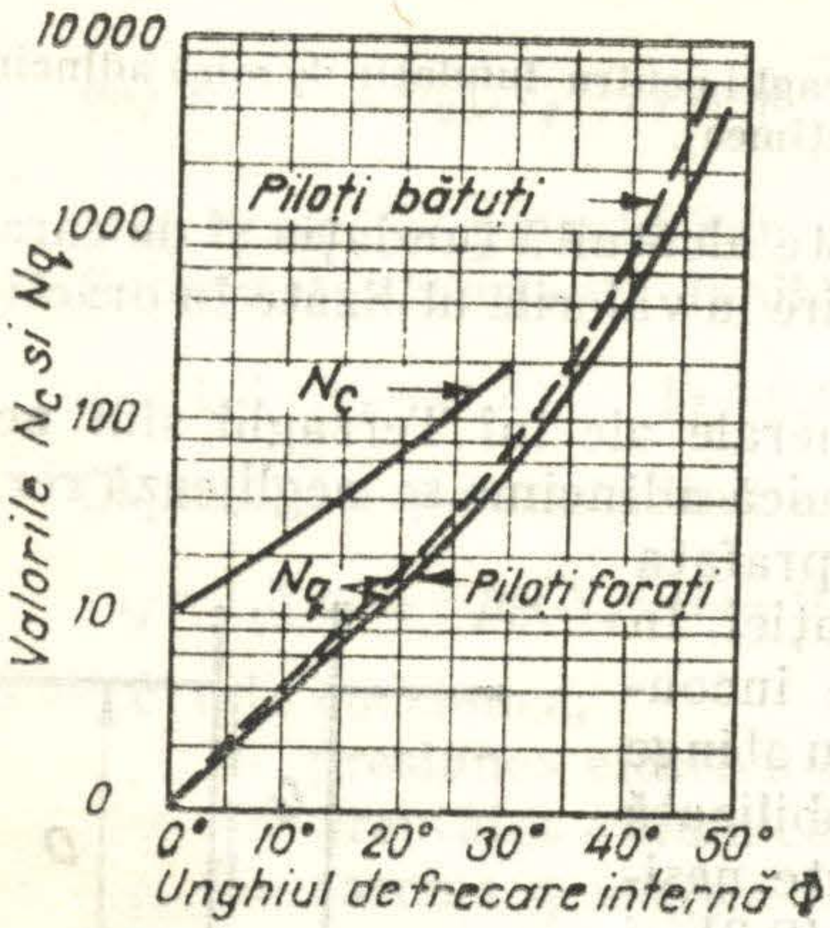
Fig. 2.10. Fundație de adîncime ($D/B \geqslant 5$).



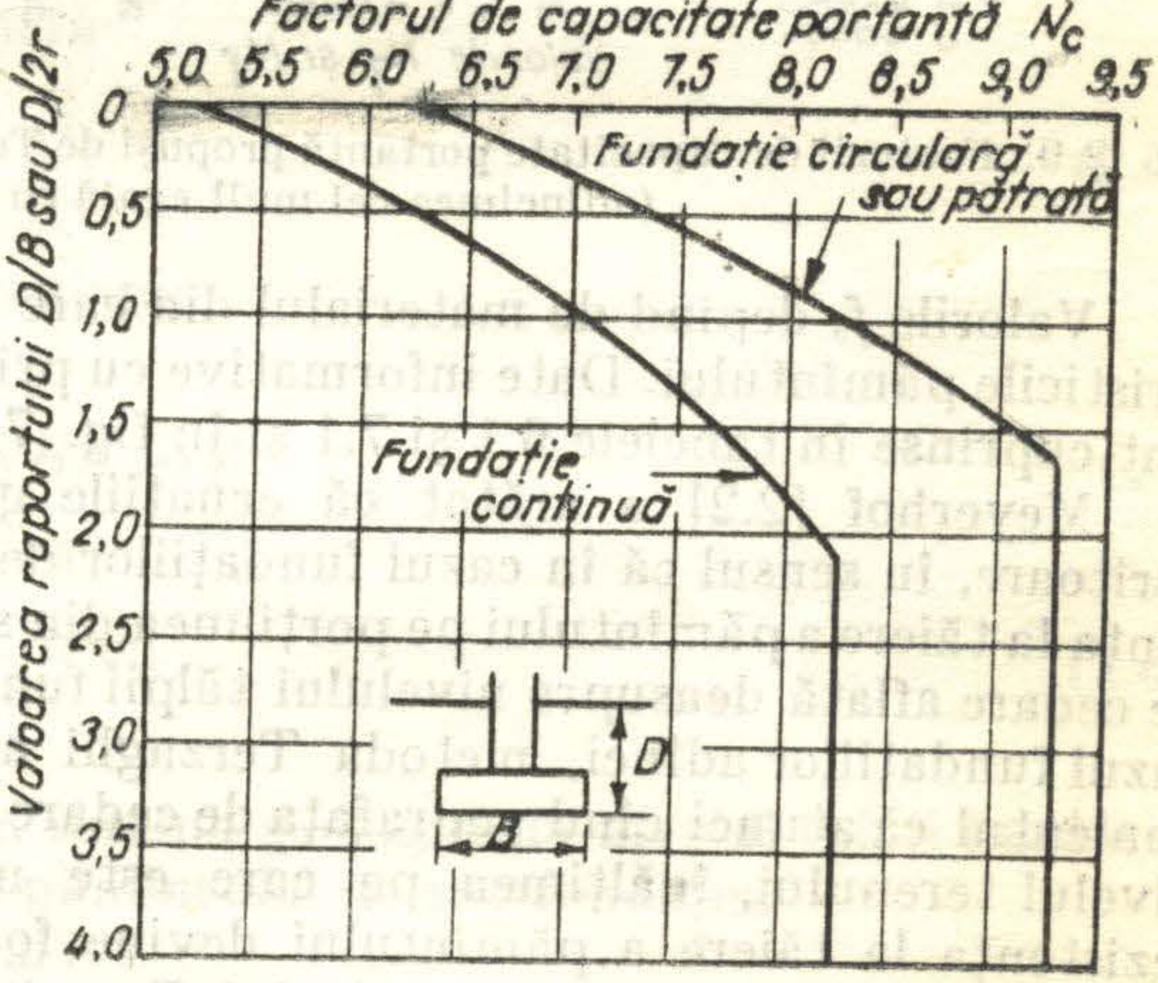
a



b



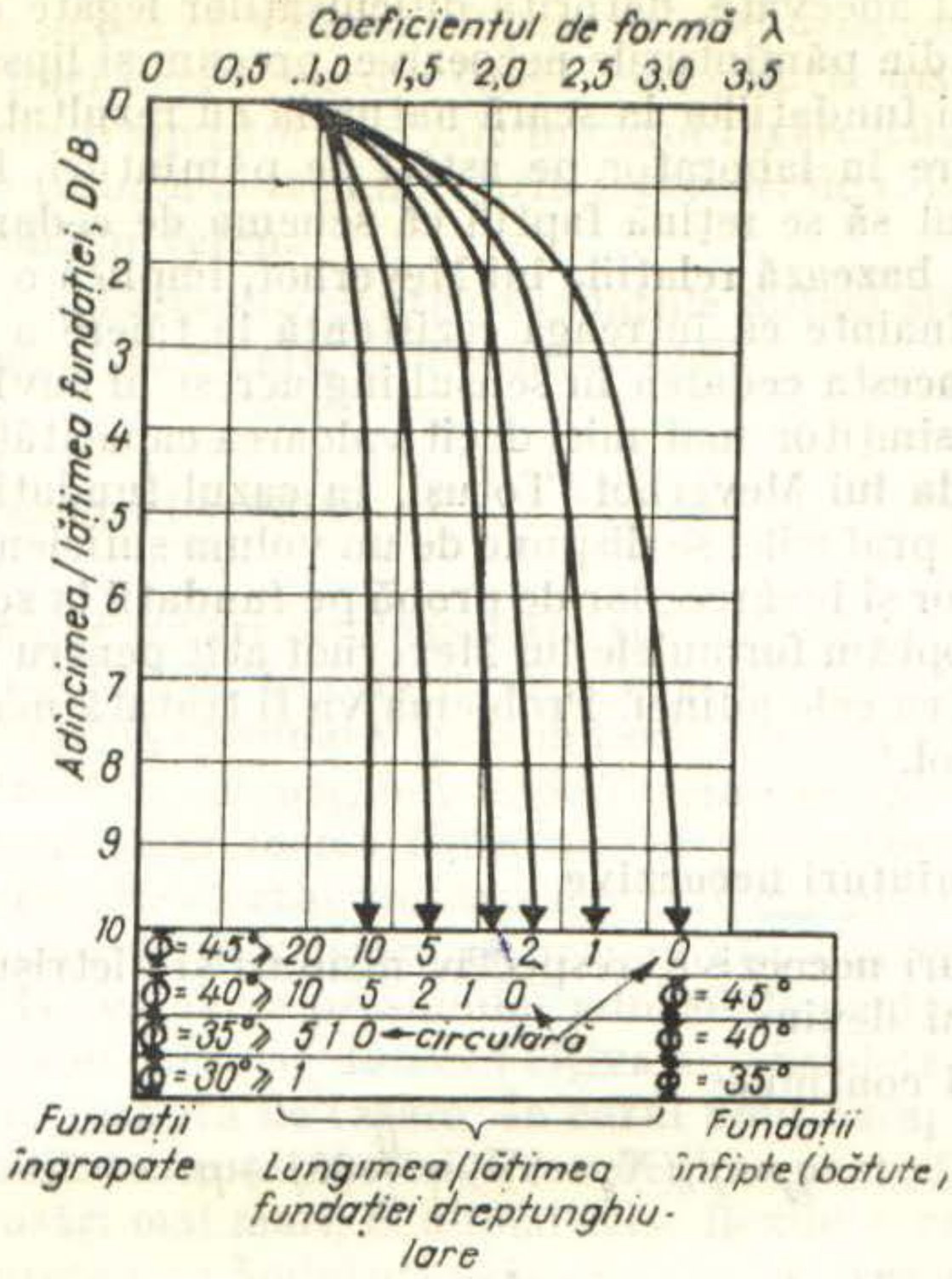
C



d

Fig. 2.11. Factorii de capacitate portantă N_c, N_q și N_γ propuși de Meyerhof pentru fundații continue și circulare:

a — valorile N_c și N_q pentru fundații continue, cu talpă rugoasă, așezate la suprafața terenului; *b* — valorile N_γ pentru fundații continue, cu talpă rugoasă, așezate la suprafața terenului; *c* — valorile N_c și N_q pentru fundații circulare adînci; *d* — factorul de capacitate portantă N_c pentru fundații continue și circulare în argilă;



e

Fig. 2.11.

e — valorile coeficientului de formă λ pentru fundații în nisip.

Se observă că ea are exact aceeași formă ca și ecuațiile 2.5 și 2.6 ale lui Terzaghi, însă factorii N_c, N_q și N_γ, în loc să depindă numai de unghiul de frecare internă Φ, în metoda lui Meyerhof depind și de adîncimea și forma fundației, precum și de rugozitatea tălpii acesteia. Ecuația generală a lui Meyerhof pentru fundații adînci este similară și cu ecuația (2.7) a lui Terzaghi, însă rezistența de bază este calculată cu valorile N_c, N_q și N_γ propuse de Meyerhof, care sînt prezentate într-o formă simplificată în fig. 2.11.

Este de reținut că factorii reprezentați în fig. 2.11, *a* și *b* se referă numai la fundațiile continue. În cazul fundațiilor dreptunghiulare sau circulare, Meyerhof recomandă ca valorile corespunzătoare ale lui N_c, N_q și N_γ să fie multiplicate cu un coeficient de formă empiric λ. Valorile lui λ pentru diferite valori ale raportului adîncime/lățime și ale unghiului Φ sînt date în fig. 2.11, *e*. Între fundațiile îngropate și cele înfipte există diferențe. Valorile N_c și N_q calculate de Meyerhof pentru fundațiile circulare adînci sînt date în fig. 2.11, *c*.

În practica actuală, în aplicarea metodelor mecanicii pămînturilor la calculul capacității portante se obișnuiește să se folosească ecuațiile lui Terzaghi (2.5), (2.6) și (2.7), mai acoperitoare, pentru fundațiile pe pietrișuri, nisipuri și pe pămînturi avînd atît coeziune, cît și frecare internă, adică pietrișuri și nisipuri cu conținut de praf și argilă cu rol de liant. Autorul consideră că formulele mai

acoperitoare sînt mai adecvate, datorită dificultăţilor legate de obţinerea unor probe satisfăcătoare din pămînturile necoezive, precum şi lipsei de date privind corelarea comportării fundaţiilor la scară naturală cu rezultatele determinărilor de rezistenţă la tăiere în laborator pe astfel de pămînturi. Este de asemenea deosebit de important să se reţină faptul că schema de cedare reprezentată în fig. 2.8, *b*, pe care se bazează relaţiile lui Meyerhof, implică o apreciabilă deplasare în jos a tălpii înainte ca întreaga rezistenţă la tăiere a pămîntului să fie mobilizată. În felul acesta cedarea în sensul ingineresc al cuvîntului poate avea loc pentru presiuni simţitor mai mici decît valoarea capacităţii portante limite calculate prin metoda lui Meyerhof. Totuşi, în cazul fundaţiilor pe pămînturi coezive, ca argilele şi prafurile, se dispune de un volum suficient de date obţinute din studierea cedărilor şi încărcărilor de probă pe fundaţii la scară naturală încît să ne permită să adoptăm formulele lui Meyerhof atît pentru fundaţiile de mică adîncime, cît şi pentru cele adînci. Problema va fi tratată mai pe larg în continuare în acest capitol.

Fundaţii pe pămînturi necoezive

Pentru pămînturi necoezive, respectiv nisipuri şi pietrişuri, ecuaţiile generale ale lui Terzaghi devin:

Pentru fundaţii continue:

$$q_f = p_0(N_q - 1) + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + p. \tag{2.9}$$

Pentru fundaţii pătrate sau circulare:

$$q_f = p_0(N_q - 1) + 0{,}4\,\gamma\, B\, N_\gamma + p \tag{2.10}$$

Termenul cN_c lipseşte şi din ecuaţia generală a lui Meyerhof (2.8).

Aşa cum s-a explicat mai înainte, în mod curent este necesar să se calculeze capacitatea portantă limită numai pentru fundaţii înguste aşezate pe nisipuri afînate, imersate. În cele mai multe dintre cazurile practice, pentru obţinerea valorilor factorilor N_q şi N_γ din fig. 2.9 este suficient să se adopte o valoare a unghiului de frecare internă Φ pe baza gradului de îndesare a nisipului, determinat pe cale experimentală prin încercări de penetrare in situ. Se pot face fie penetrări standard, fie penetrări statice sau dinamice cu conul (metodele au fost descrise în cap. 1). Pentru nisipuri *uscate*, Terzaghi şi Peck [2.4] dau următoarele valori Φ:

	Cu particule rotunjite; uniforme	Cu particule colţuroase; neuniforme	Nisipuri prăfoase
Afînate	28°30′	34°	27°—30°
Îndesate	35°	46°	30°—35°

Pentru nisipurile afînate, la penetrarea standard corespund valori N cuprinse între 0 şi 10 lovituri pentru o pătrundere de 30 cm, iar pentru cele îndesate, valori N egale sau mai mari decît 30. Valorile Φ pentru nisipurile cu îndesare mijlocie (N=10 ... 30) pot fi obţinute prin interpolare între valorile din tabel.

Terzaghi şi Peck consideră că valorile Φ pentru nisipurile *saturate* pot fi cu un grad sau două mai mici decît cele din tabel, cu excepţia nisipurilor foarte prăfoase, la care Φ poate fi simţitor mai mic în cazul încărcărilor rapide; în asemenea situaţii, unghiul trebuie determinat prin încercări de tăiere în laborator sau prin încercări de probă pe teren.

Capacitatea portantă limită pentru fundaţiile adînci situate pe pămînturi necoezive poate fi calculată cu ajutorul ecuaţiei (2.7).

Fundaţii în pămînturi coezive

Cele mai multe pămînturi argiloase sînt saturate şi se comportă ca şi cum ar fi pur coezive (unghiul de frecare internă egal cu zero) cu condiţia ca prin aplicarea sarcinii să nu fie eliminată apa din pori. Această condiţie este îndeplinită pentru majoritatea construcţiilor, unde sarcina se aplică destul de rapid. Numai în cazul încărcărilor foarte lente sau al pămînturilor foarte prăfoase poate fi luat în consideraţie efectul drenării apei prin comprimare şi deci creşterea rezistenţei la tăiere. O astfel de creştere, ca urmare a unui ritm de încărcare foarte lent, este acceptată la evaluarea presiunilor admisibile pentru barajele înalte de pămînt, la care de obicei execuţia durează cîţiva ani. Scăderea umidităţii pămîntului este bineînţeles însoţită de tasare. În cazul unui baraj de pămînt, tasarea nu prejudiciază stabilitatea construcţiei. Procedeul nu poate fi însă aplicat structurilor sensibile la tasări mai mari, ci numai celor flexibile, ca de exemplu rezervoarele metalice aşezate pe pămînturi prăfoase. Rezervoarele pot fi umplute în mod treptat, în cursul unei perioade îndelungate de timp. Tasarea care se produce în astfel de situaţii poate bomba sau deforma plăcile de oţel care formează fundul rezervoarelor, fără însă a le rupe sau a provoca pierderea conţinutului lor.

Presupunînd că unghiul de frecare internă al pămîntului este egal cu zero, formulele capacităţii portante pentru fundaţii continue sau izolate sînt următoarele:

Capacitatea portantă limită:

$$q_f = c \cdot N_c + p. \tag{2.11}$$

Capacitatea portantă limită netă:

$$q_{nf} = c \cdot N_c \tag{2.12}$$

unde c este coeziunea în situaţie nedrenată;
N_c — factorul de capacitate portantă;
p — sarcina geologică totală la nivelul tălpii fundaţiei.

Coeziunea c se deduce din rezultatele încercărilor de laborator pe probe de pămînt extrase din stratele de sub fundaţie, din cuprinsul zonei active a fundaţiei (zonă afectată de eforturile produse de încărcarea datorită corpului fundaţiei şi sarcinilor pe care aceasta le suportă). Ţinînd seama de variaţiile apreciabile ale coeziunii de la un punct la altul în masivele de pămînt, alegerea valorii reprezentative c care se introduce în formulele (2.11) şi (2.12) este o chestiune de experienţă şi simţ tehnic. Acest aspect va mai fi tratat la pag. 189 cu referire la fundaţiile directe şi la pag. 349 cu referire la fundaţiile pe piloţi.

Valoarea factorului de capacitate portantă N_c depinde de raportul dintre adîncimea și lățimea fundației. Valorile date de Meyerhof pentru fundații continue și circulare, pentru diferite valori D/B, sînt prezentate în fig. 2.11, *c*.

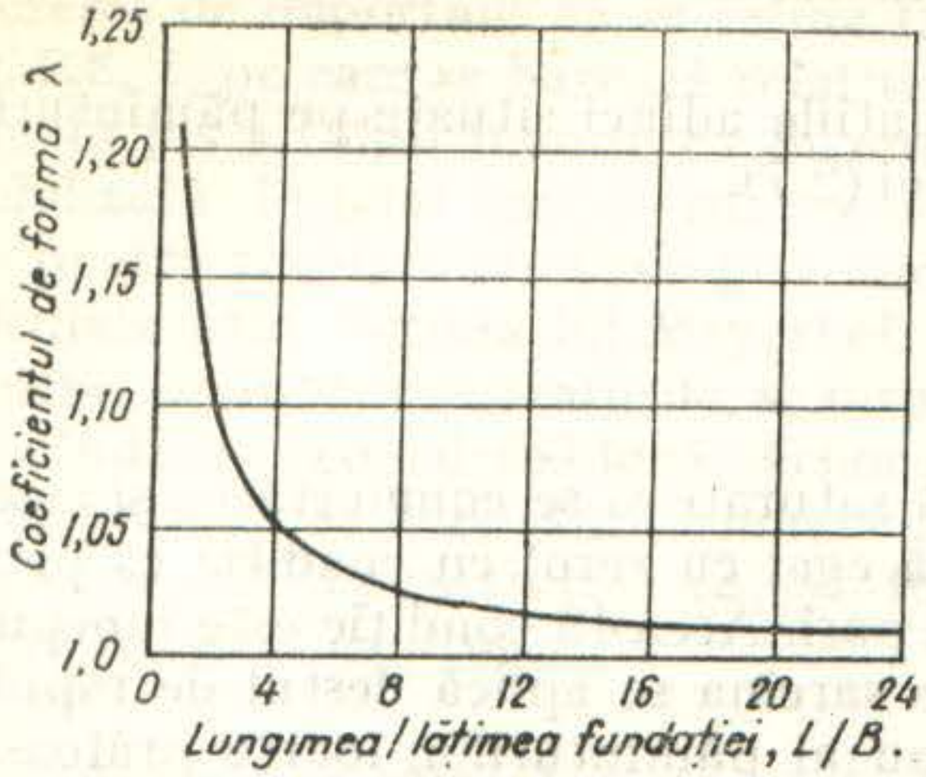


Fig. 2.12. Coeficientul de formă λ la fundațiile dreptunghiulare (Meyerhof și Skempton).

Valorile N_c pentru fundațiile pătrate pot fi luate egale cu cele corespunzătoare fundațiilor circulare. În cazul suprafețelor de încărcare dreptunghiulare se adoptă valori intermediare între cele luate pentru tălpi continue și respectiv circulare. Ele se obțin înmulțind factorul N_c pentru fundația continuă cu un coeficient de formă λ. Valorile λ în funcție de raportul L/B sînt date în fig. 2.12.

Capacitatea portantă limită a fundațiilor adînci pe pămînturi coezive poate fi calculată cu ajutorul ecuației (2.7). Ecuația (2.11) se folosește pentru calculul valorii Q_{pr}; valorile f_s se obțin din tabelul 6.1 pentru fundațiile masive și chesoane și de la pag. 346 pentru fundațiile pe piloți.

Evaluarea presiunilor admisibile prin metode empirice

Există două căi de apreciere a valorilor presiunii admisibile prin metode empirice. Prima constă în extragerea acestor valori din prescripțiile tehnice de construcții cu caracter local sau național sau din diferitele tabele publicate, ca de exemplu tabelul 2.1. Cea de-a doua cale se bazează pe încercări efectuate pe teren.

Valorile normate prevăzute în prescripții se bazează în general pe o îndelungată experiență a comportării fundațiilor pe pămînturi sau pe roci stîncoase, în regiunile la care se referă prescripțiile respective. Ele sînt de obicei acoperitoare, dar nu întotdeauna. Dacă, de exemplu, se indică valori scăzute pentru rocile stîncoase, acestea pot fi determinate pe cunoașterea pe plan local a unor fenomene sau situații particulare ca alterarea în profunzime sau fisurarea intensă a formațiunilor avute în vedere. Specialistul este adesea tentat să adopte valori mai mari, după ce a examinat în gropile de studiu un material care apare ca o stîncă sănătoasă. După aceea, cînd se execută tranșeele pentru fundații, se poate întîmpla totuși ca suprafața întîlnită a stîncii sănătoase să aibă un relief foarte accidentat, necesitînd în anumite zone excavații adînci în spații înguste, pînă ce se ajunge la roca masivă. Aceste situații duc la întîrzieri în programul de lucru și pot provoca discuții în legătură cu stabilirea naturii și poziției formațiunii care corespunde presiunii admisibile adoptate. Nu rareori se întîmplă ca inginerul care a efectuat prospecțiunea inițială a amplasamentului și a făcut recomandările cu privire la proiectarea fundațiilor să aibă, în ceea ce privește stratul acceptabil pentru fundare, o părere diferită de cea a inginerului care conduce lucrările de execuție.

Revine aproape întotdeauna mai ieftin dacă se execută fundații mai late, la o adîncime uniformă, stabilită dinainte, decît dacă se sapă tranșee înguste sau puțuri pînă la adîncimi care nu pot fi prevăzute în momentul evaluării costului lucrărilor. Valorile indicate la punctele B și C ale tabelului 2.1 sînt bazate pe compresibilitatea pămînturilor, determinată prin încercări de laborator și de teren. Adoptarea acestor valori poate implica tasări imediate și lente ale fundațiilor însumînd pînă la 5 cm, în cazul tălpilor izolate. La tasări de acest ordin de mărime, deplasările diferențiale între fundațiile vecine nu vor depăși limita

Tabelul 2.1

Valori normate ale presiunii admisibile pentru fundații cu talpă orizontală supuse la încărcare statică verticală. Tasarea unei fundații individuale nu depășește 5 cm

A. Fundații de maximum 3 m lățime așezate pe suprafața rocilor stîncoase

Natura rocii	Valoarea normată a presiunii daN/cm²
Roci masive, tari, eruptive și metamorfice, calcare masive, tari, gresii tari, puternic cimentate	Depășește valoarea rezistențelor de calcul ale betoanelor și zidăriilor din fundații
Șisturi sau ardezii lipsite de material fragmentat sau alterat	40
Șisturi argiloase stratificate, șisturi tari și gresii din regiunile cu zăcăminte carbonifere (lipsite de cărbune sau argilă arsă), gresii friabile slab cimentate (lipsite de intercalații de nisip necimentat)	30
Marnă de Keuper tare, nealterată, cretă tare, nealterată (fără fisuri largi)	20
Șisturi argiloase și prăfoase moi	10

B. Fundații în pămînturi necoezive la o adîncime de minimum 0,60 m sub nivelul terenului

Denumirea pămîntului	Valoarea N (penetrare standard)	Valoarea normată a presiunii (daN/cm²) pentru fundații de lățime:			Observații
		0,75 m	1,5 m	3 m	
Nisipuri și pietrișuri foarte îndesate	>50	7	6	5	1) A se vedea în text corecțiile care trebuie aduse valorilor N măsurate pe teren înainte de a fi introduse în tabel.
Nisipuri și pietrișuri îndesate	30—50	4—7	3—6	3—5	
Nisipuri și pietrișuri cu îndesare mijlocie	10—30	2—4	1—3	1—3	2) Nivelul apei este presupus a nu fi aproape de talpa fundației. În cazul cînd nivelul apei se află mai aproape de talpă decît lățimea acesteia, valorile din tabel se vor lua pe jumătate
Nisipuri și pietrișuri afînate	5—10	1—2	0,5—1	0,5—1	

Tabel 2.1 (continuare)

C. Fundații în pămînturi coezive la o adîncime de minimum 0,90 m sub nivelul terenului

Denumirea pămîntului	Rezistența datorită coeziunii daN/cm²	Valoarea normată a presiunii (daN/cm²) pentru fundații de lățime:		
		0,75 m	1,5 m	3 m
Argilă tare cu pietriș, argile tari fisurate (de exemplu argile de Londra sau Gault, de adîncime), șisturi alterate tari și șisturi prăfoase alterate	>3,0	8	6	4
Argilă cu pietriș, foarte vîrtoasă, argilă „albastră" de Londra, foarte vîrtoasă, marnă de Keuper alterată, foarte vîrtoasă	1,5 —3,0	4—8	3—5	1,5—2,5
Argile fisurate vîrtoase (de exemplu argilă „albastră" și cafenie de Londra), argilă cu pietriș alterată, vîrtoasă, marnă de Keuper alterată, vîrtoasă	0,75—1,5	2—4	1,5 —2,5	0,75—1,25
Argile normal consolidate, consistente (de adîncime), argile fluvio-glaciare și lacustre, argilă de Londra cafenie, alterată, de la adîncime mică	0,38—0,75	1—2	0,75—1	0,5—0,75
Argile aluvionare normal consolidate, moi (de exemplu argile marine, fluviale și de estuar)	0,19—0,38	0,5—1	0,25—0,5	Neglijabilă

admisibilă pentru structurile respective (v. tabelul 2.2). Dacă astfel de tasări sînt considerate prea mari, este necesar să se efectueze un calcul de detaliu al tasărilor probabile, așa cum se arată în ultima parte a acestui capitol.

Valorile din tabelul 2.1 se bazează pe următoarele premise:

a) amplasamentul și zona înconjurătoare au un relief destul de plat;
b) suprafața terenului și stratele de pămînt sînt apropiate de orizontală;
c) sub stratul de fundare nu se află un strat cu compresibilitate mai mare;
d) amplasamentul este apărat de eroziuni.

Determinarea presiunilor admisibile pe pămînturi necoezive prin încercări in situ

Presiunea admisibilă se determină pornind de la capacitatea portantă limită numai în cazul fundațiilor înguste așezate pe nisipuri și pietrișuri purtătoare de apă. În celelalte cazuri, presiunea admisibilă este condiționată de valoarea admisibilă a tasării construcției, produse de consolidarea stratelor de pămînt sub acțiunea sarcinilor transmise de fundații. Efectele tasării asupra construcției vor fi discutate mai departe, în acest capitol. Cele patru metode de încercări in situ care pot fi folosite în scopul evaluării presiunilor admisibile sînt:

a) penetrarea standard;
b) penetrarea dinamică cu conul;
c) penetrarea statică cu conul;
d) încărcările pe placă.

Dacă în foraje s-au efectuat încercări de penetrare standard, valorile N obținute pot fi corelate cu presiunile admisibile pentru fundații de diferite lățimi cu ajutorul graficului din fig. 2.13. Dependența respectivă este empirică și a fost prestabilită de Terzaghi și Peck [2.5] pe bază de observații pe teren. Definirea presiunilor admisibile s-a făcut considerîndu-se că, pentru valoarea corespunzătoare a lățimii fundației, vor avea loc tasări de aproximativ 2,5 cm. Este de asemenea de reținut că nivelul apei subterane s-a presupus că este la o adîncime sub talpa fundației cel puțin egală cu lățimea acesteia. Dacă apa subterană se află la nivelul tălpii fundației sau foarte aproape de ea, iar adîncimea fundației este mică în raport cu lățimea sa, tasările vor fi de două ori mai mari; dacă se adoptă criteriul de mai înainte — ca tasările să nu depășească 2,5 cm — este necesar ca valorile din figură să fie luate pe jumătate. Datorită rigidității mari a fundațiilor pe radier sau a masivelor de fundație adînci, tasările totale și cele diferențiale vor fi mai mici decît cele ale fundațiilor izolate sau continue de mică adîncime; ca urmare, pentru radierele mari sau fundațiile masive (pile, puțuri) adînci se vor

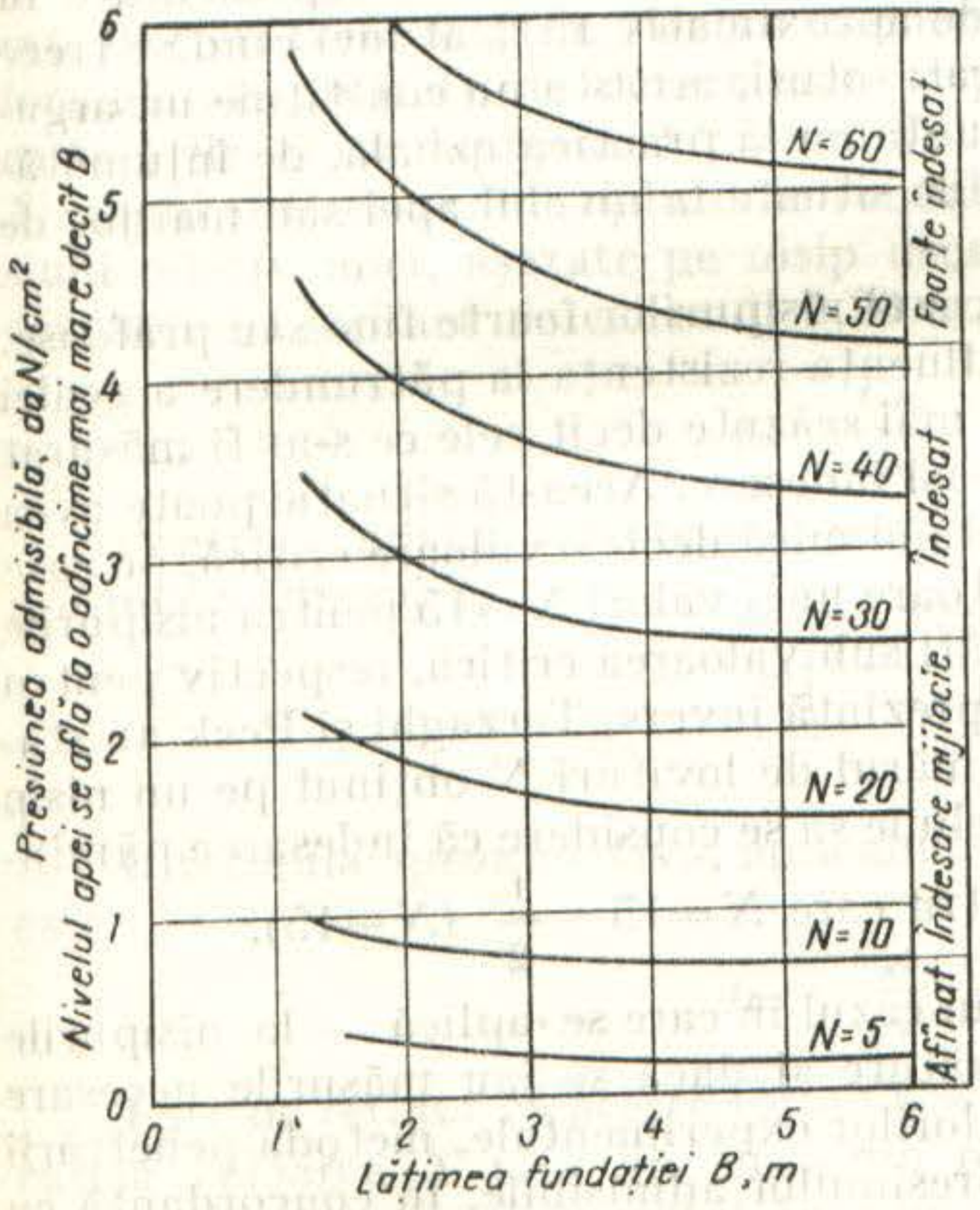


Fig. 2.13. Nomogramă pentru evaluarea presiunii admisibile pentru fundații în nisip pe baza rezultatelor penetrării standard (Terzaghi și Peck [2.5]).

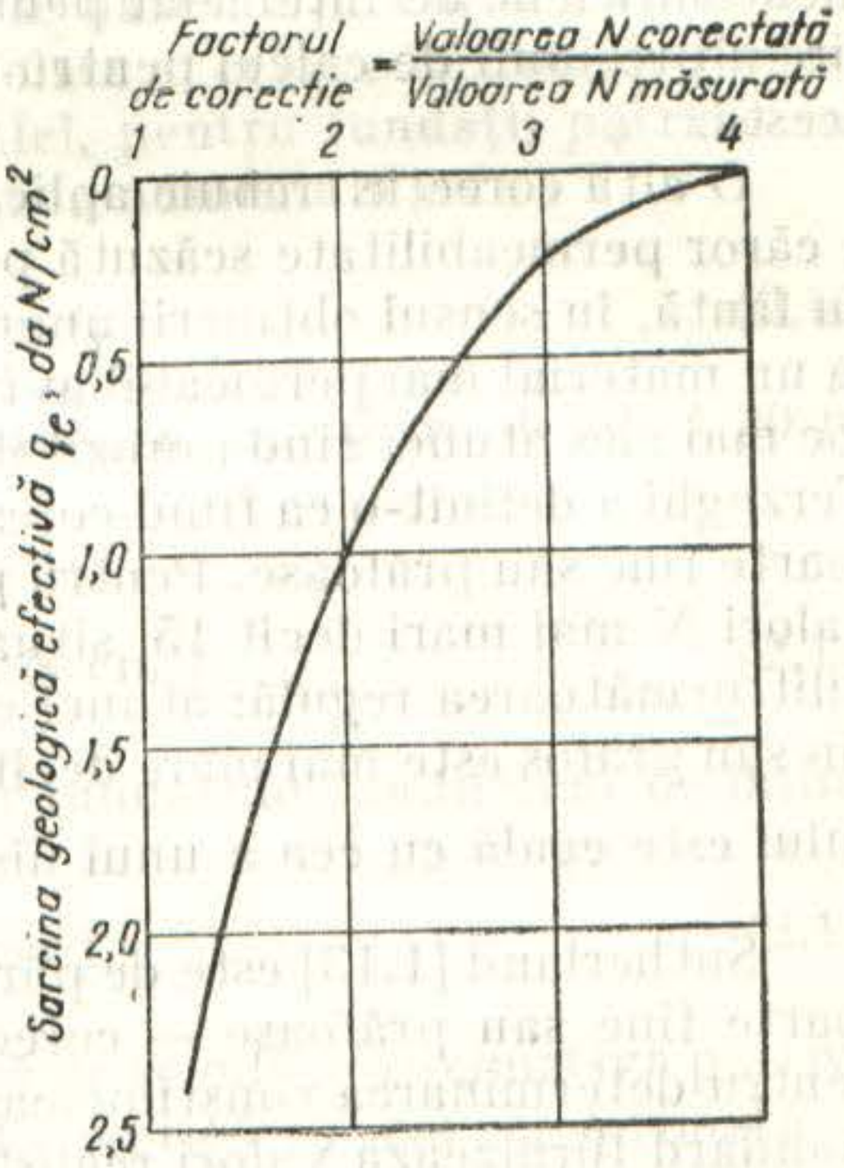


Fig. 2.14. Factorii de corecție pentru încercările de penetrare standard (Gibbs și Holtz [2.6]).

lua valori de două ori mai mari decît cele din fig. 2.13, în cazul nisipurilor cu umiditate redusă, și valori egale cu cele din figură, în cazul nisipurilor imersate în apă.

Terzaghi și Peck arată că sînt necesare măsuri pentru evitarea cedării laterale a nisipului de sub marginile radierelor, în cazul cînd acestea sînt așezate la adîncimi mai mici decît 2,50—3,00 m.

Înainte de a le introduce în fig. 2.13, valorile N obținute prin încercări de penetrare standard în foraje trebuie corectate, pentru a se ține seama de efectul sarcinii geologice. Mai mulți cercetători, printre care Gibbs și Holtz [2.6], au constatat că penetrarea standard subestimează apreciabil starea de îndesare a materialelor necoezive la adîncimi mici. Pentru a ține seama de această situație, este necesar ca valorilor măsurate să li se aplice un factor de corecție. Factorii reprezentați în fig. 2.14 se bazează pe lucrările lui Gibbs și Holtz. Să luăm ca exemplu practic cazul unei fundații cu lățimea de 2,50 m așezată pe nisip relativ uscat la o adîncime de 1,25 m. Valoarea medie N măsurată în foraje la o adîncime de 2,50 m (egală cu lățimea fundației) sub talpa de fundație a fost 17. Sarcina geologică medie la această adîncime este 0,46 daN/cm². Din fig. 2.14 rezultă un factor de corecție egal cu 2,6. Prin urmare, valoarea N care trebuie folosită în fig. 2.13 este $2{,}6 \times 17 = 44$. Unii ingineri nu acceptă necesitatea reducerii la jumătate a presiunilor admisibile în cazul cînd nivelul apei subterane este foarte aproape de talpa fundației, considerînd că rezultatele încercărilor țin seama în mod implicit de această reducere. Desigur că unele valori N, reprezentate în funcție de adîncime, suferă o reducere de aproximativ 15% atunci cînd se trece de la nisip uscat sau umed la nisip saturat; totuși, aceasta nu constituie un argument suficient de întemeiat pentru renunțarea la practica uzuală, de înjumătățire a presiunii de calcul pentru fundațiile situate la nivelul apei sau mai jos de acesta.

O altă corecție trebuie aplicată în cazul nisipurilor foarte fine sau prăfoase, a căror permeabilitate scăzută poate influența rezistența la pătrundere a gealei cu fantă, în sensul obținerii unor valori mai scăzute decît cele ce s-ar fi măsurat la un material mai permeabil avînd aceeași îndesare. Această situație poate avea loc mai ales atunci cînd porozitatea este mai mică decît o valoare critică, pe care Terzaghi a definit-o ca fiind corespunzătoare unei valori $N=15$ pentru nisipurile foarte fine sau prăfoase. Pentru porozități sub valoarea critică, respectiv pentru valori N mai mari decît 15, situația se prezintă invers. Terzaghi și Peck au stabilit următoarea regulă: atunci cînd numărul de lovituri N obținut pe un nisip fin sau prăfos este mai mare decît 15, trebuie să se considere că îndesarea pămîntului este egală cu cea a unui nisip pentru care $N=15+\frac{1}{2}(N-15)$.

Sutherland [1.13] este de părere că în cazul în care se aplică — la nisipurile foarte fine sau prăfoase — corecțiile arătate și dacă se iau măsurile necesare pentru determinarea conștiincioasă a valorilor experimentale, metoda penetrării standard furnizează valori realiste ale presiunilor admisibile, în concordanță cu cele obținute prin încărcări pe placă și cu cele cunoscute din experiență ca fiind sigure.

Penetrarea standard (v. pag. 38) se face în general la intervale de adîncime de 0,75 m în foraje. Se anticipează o adîncime și o lățime B a fundației și se determină valoarea medie a lui N la o adîncime sub fundație egală cu B. Dacă în mai multe foraje se obțin valori medii N diferite, pentru stabilirea valorii Φ și pentru determinarea presiunilor admisibile pe criteriul tasării se ia în considerare cea mai mică dintre valorile medii N. Această metodă și corelarea rezultatelor obținute cu compresibilitatea pămîntului sînt însă privite de Terzaghi și Peck ca avînd o valoare cu totul aproximativă.

Încercarea de *penetrare continuă dinamică* (v. pag. 41) este asemănătoare cu penetrarea standard. Dacă încercările dinamice duc la valori N egale cu cele de la penetrarea standard, diagrama din fig. 2.13 poate fi folosită direct. Dacă valorile obținute sînt diferite, este necesar ca metodele să fie comparate prin încercări paralele, pe baza cărora să se întocmească un tabel sau un grafic de transformare corespunzător. Corecțiile referitoare la sarcina geologică sau cele pentru nisipuri fine sau prăfoase se fac la fel ca în cazul penetrării standard.

Încercarea de *penetrare statică*, prin care un con este înfipt în teren fără a se face foraje, oferă o imagine mult mai fidelă și mai amănunțită a variației caracteristicilor terenului. De Beer [2.7] a publicat un studiu asupra relațiilor între rezistența pe con C_{kd} și unghiul de frecare internă, respectiv unghiul aparent de frecare internă al pămînturilor necoezive. Întrucît însă, în general, metoda servește doar ca un mijloc de verificare cu totul aproximativă a capacității portante, iar calcule se fac, așa cum s-a arătat, numai în cazul fundațiilor înguste pe nisipuri imersate în apă, folosirea relațiilor lui De Beer nu ar apărea necesară. Se poate totuși întîmpla ca în anumite situații singurele încercări efectuate să fie cele de penetrare statică. Pentru asemenea cazuri, Meyerhof [2.8] a recomandat formule simplificate de determinare a presiunilor admisibile, punînd condiția ca tasările să nu depășească 2,5 cm. Formulele se bazează pe curbele trasate de Terzaghi și Peck și sînt aplicabile fundațiilor izolate și celor continue de dimensiuni relativ mici, așezate pe nisip uscat. Astfel, pentru fundații pătrate sau continue cu lățimea de cel mult 1,20 m, presiunea admisibilă este

$$q_a = \frac{C_{kd}}{30} \quad [\text{daN/cm}^2]. \tag{2.13}$$

Pentru fundații pătrate sau continue cu lățimea mai mare de cît 1,20 m, presiunea admisibilă este

$$q_a = \frac{C_{kd}\left(1+\frac{1}{B}\right)^2}{50} \quad [\text{daN/cm}^2]. \tag{2.14}$$

O formulă aproximativă, aplicabilă tuturor fundațiilor, indiferent de lățime este

$$q_a = \frac{C_{kd}}{40} \quad [\text{daN/cm}^2]. \tag{2.15}$$

Este de reținut că aceste formule se bazează pe regula aproximativă potrivit căreia valoarea N este un sfert din rezistența statică pe con (exprimată în daN/cm²). Așa cum s-a arătat în cap. 1, această relație poate totuși varia cu natura pămîntului.

Valorile q_a calculate cu ajutorul formulelor (2.13), (2.14) și (2.15) trebuie luate *pe jumătate* dacă nisipul aflat în zona activă a fundației este imersat în apă. Meyerhof recomandă ca presiunile admisibile calculate cu formulele sale să fie *dublate* pentru fundațiile pe radier sau pe puțuri, într-un mod asemănător cu cele furnizate de diagrama lui Terzaghi și Peck (v. fig. 2.13).

Procedeul recomandat de autorul lucrării de față este ca, atunci cînd se dispune de rezultate ale penetrării statice, să se folosească formulele lui Meyerhof (2.13), (2.14) și (2.15) pentru o anteevaluare aproximativă a presiunii admisibile, din care să se deducă dimensiunile probabile ale fundațiilor pentru încărcările

date; după aceea, pe baza valorilor rezistenței pe con, să se calculeze prin metoda De Beer—Martens [relațiile (2.20) și (2.21)] *tasările* corespunzătoare presiunii admisibile anteevaluate. Dacă tasările calculate sînt prea mari, presiunile admisibile se vor reduce, cu toate că De Beer și Martens recunosc că metoda lor este întrucîtva acoperitoare.

Încărcările pe placă pot fi utilizate la determinarea capacității portante limite a pămînturilor necoezive pentru plăci de diferite dimensiuni. Valoarea capacității portante astfel stabilită poate fi luată ca atare, dacă mărimea plăcii este destul de apropiată de lățimea fundației proiectate. Valoarea respectivă se va împărți doar cu un coeficient de siguranță arbitrar pentru a se obține presiunea admisibilă. Dacă se adoptă criteriul tasării, se va alege o astfel de presiune încît tasarea admisibilă să nu fie depășită (alegerea se face prin examinarea curbei de încărcare—tasare obținută cu ocazia încărcării pe placă). Metodele de extrapolare a rezultatelor de la încărcările pe plăci mici la fundațiile late sînt discutate mai departe în acest capitol; în astfel de cazuri, presiunile admisibile sînt dictate de tasarea admisibilă.

Încărcările pe placă sînt cele mai indicate pentru prospectarea masivelor de umplutură sau a pămînturilor care conțin pietriș mare sau bolovani, în care încercările de penetrare nu pot fi efectuate.

Metodele pentru calculul presiunilor admisibile pe pămînturi nisipoase descrise mai înainte nu se aplică sarcinilor dinamice. Așa cum se va explica în capitolul următor, dacă frecvența utilajului vibrator intră în rezonanță cu fundațiile sau cu terenul aflat dedesubt, pot avea loc tasări importante și scăderi ale capacității portante. În asemenea cazuri se adoptă valori mici ale presiunii, iar fundațiile se proiectează astfel încît să absoarbă vibrațiile.

Presiunile admisibile pe pămînturi cu coeziune și frecare internă

Pămînturile care ocupă o poziție intermediară între cele coezive și cele necoezive sînt cunoscute sub numele de pămînturi „$c-\Phi$" (care au atît coeziune, cît și frecare internă). În această categorie se cuprind argilele nisipoase și prafurile nisipoase, argilele cu pietriș, prafurile cu nisip și pietriș și nisipurile prăfoase. Din aceste materiale se pot în general obține probe netulburate destul de bune, pe baza cărora, prin încercări de compresiune triaxială, să se stabilească valoarea coeziunii și cea a unghiului de frecare internă. Cele două valori pot fi introduse în ecuațiile generale ale lui Terzaghi [(2.5), (2.6) și (2.7)] pentru a se calcula capacitatea portantă limită. Prin împărțirea acesteia din urmă cu un coeficient de siguranță arbitrar se capătă valoarea presiunii corespunzătoare stabilității terenului, valoare care poate fi adoptată drept presiune admisibilă, dacă tasările prin consolidare nu depășesc limitele stabilite.

Presiunile admisibile pentru fundații mari sub formă de radiere în argile

Presiunile admisibile pentru radierele de mari dimensiuni așezate pe pămînturi uniforme sînt în general condiționate de tasările totale și diferențiale admi-

sibile, mai curînd decît de presiunea limită stabilită prin calcul și împărțită la coeficientul de siguranță. Cu toate acestea, rezistența la tăiere și compresibilitatea masivelor naturale de pămînt aflate sub radierele mari pot varia în limite destul de largi, mai ales cînd este vorba de depozite aluvionare, unde o crustă vîrtoasă de grosime variabilă poate acoperi strate moi, compresibile, de diferite grosimi și întinderi. În asemenea condiții există posibilitatea ca terenul de fundație să cedeze prin depășirea capacității portante limite, o pană de material moale fiind refulată pe lîngă una din laturile radierului (v. pag. 192).

Cînd rezistența la tăiere și compresibilitatea pămîntului variază în cuprinsul ariei fundației, se va proceda la reprezentarea grafică a rezistenței la tăiere în funcție de adîncime și a coeficientului de compresibilitate volumică m_v de asemenea în funcție de adîncime pentru fiecare foraj, precum și pe profile stratigrafice pe una sau mai multe direcții. Examinarea datelor astfel reprezentate permite să se stabilească dacă zonele potențiale de material suprasolicitat au o întindere suficient de mare pentru a constitui un risc de cedare și înclinare a fundației. În caz afirmativ, fundația trebuie coborîtă mai jos de aceste zone, pînă la strate mai consistente. Dacă însă pămînturile mai moi sînt repartizate relativ uniform pe suprafața fundației, sau dacă sînt limitate la o porțiune restrînsă în zona centrală a ariei încărcate, presiunea admisibilă se poate calcula pe considerente de tasare. Se va adopta pentru început o valoare preliminară, prin împărțirea capacității portante limite a stratelor de pămînt mai moale cu un coeficient de siguranță, de exemplu 3. Tasările imediate și cele de consolidare se calculează în funcție de compresibilitatea maximă, minimă și medie a stratelor, exprimată prin diferitele valori m_v cunoscute, folosind metodele descrise în ultima parte a acestui capitol. Dacă tasările diferențiale sau înclinările sînt prea mari, fundația trebuie adîncită pînă la strate mai puțin compresibile; în cazul în care grosimea stratelor compresibile este mică în raport cu adîncimea zonei active a radierului, suprafața în plan a acestuia poate fi mărită, reducîndu-se astfel presiunea exercitată pe teren și deci comprimarea stratelor. În ultima fază a calculului tasărilor se va ține seama de adîncimea și rigiditatea radierului, așa cum se va arăta mai departe, în acest capitol.

Coeficienții de siguranță

S-a arătat pînă acum că valoarea presiunii care asigură fundația împotriva cedării (respectiv presiunea admisibilă determinată pe criteriul stabilității) se obține prin împărțirea valorii capacității portante limite a pămîntului cu un coeficient de siguranță. În felul acesta se ține seama de:

a) variațiile naturale ale rezistenței la tăiere a pămîntului;

b) nesiguranțele care pot exista cu privire la precizia și aplicabilitatea metodelor teoretice sau experimentale pentru calculul capacității portante;

c) eventualele diminuări locale ale capacității portante a terenului în timpul execuției sau mai tîrziu;

d) tasările mari care apar datorită curgerii plastice a pămîntului în vecinătatea cedării prin alunecare.

Dintre acești factori variațiile caracteristicilor pămîntului constituie motivul principal care justifică adoptarea unui coeficient de siguranță adecvat.

Specialistul în fundaţii trebuie să dea dovadă de mult discernămînt în alegerea valorilor de calcul ale rezistenţei la tăiere a pămîntului, atunci cînd rezultatele încercărilor au o mare împrăştiere. În această privinţă nu se pot formula reguli generale, însă cititorul se poate referi la exemplele de proiectare date în ultimele capitole ale acestui volum. Pentru acoperirea factorilor de nesiguranţă enumeraţi mai înainte se adoptă de obicei un coeficient de siguranţă de la 2,5 la 3. Valoarea 2 se va adopta numai pentru amplasamentele unde condiţiile geotehnice sînt foarte uniforme. Valori reduse, de ordinul a 1,5 pînă la 2, se mai pot folosi la proiectarea construcţiilor provizorii ca, de exemplu, fermele sau schelele care sprijină diferitele instalaţii de şantier, precum şi la calculul presiunilor admisibile în cazul construcţiilor de pămînt, unde tasările mari nu aduc prejudicii exploatării sau proprietăţilor din vecinătate.

Este de reţinut că la stabilirea coeficienţilor de siguranţă folosiţi în calculul presiunilor „sigure" nu se ţine în general seama de creşterile accidentale ale sarcinilor construcţiei. Aceste situaţii neprevăzute trebuie avute în vedere la calculul combinaţiilor de sarcini care acţionează asupra fundaţiilor. Cînd se calculează stabilitatea faţă de cedarea prin alunecare se obişnuieşte să se ţină seama de valoarea maximă a încărcărilor provenite din toţi factorii, inclusiv vîntul; fac excepţie cazurile cînd presiunile datorite vîntului sînt mai mici decît 25% din cele datorite greutăţii proprii a construcţiei şi sarcinilor utile, cazuri în care acţiunea vîntului se neglijează.

Dacă presiunea provenită din vînt depăşeşte 25%, fundaţiile se dimensionează astfel încît presiunile datorite acţiunii combinate a greutăţii proprii, sarcinii utile şi vîntului să nu depăşească valoarea presiunii admisibile cu mai mult de 25%. Se permite de asemenea reducerea procentuală a sarcinii utile în cazul clădirilor cu multe etaje. În acest sens, normativul britanic CP 3*, cap. V, paragraful 5, prevede următoarele:

„5.1. În afară de excepţiile prevăzute în aliniatele 5.2 şi 5.3, sarcinile totale impuse pentru fiecare nivel pot fi reduse în proporţiile indicate în tabelul 2, în cadrul proiectării stîlpilor, zidurilor, elementelor respective de sprijin şi fundaţiilor. În contextul acestui paragraf, acoperişul este considerat ca un nivel separat.

Tabelul 2. Reducerea sarcinilor totale impuse pe niveluri

Numărul de niveluri inclusiv acoperişul, rezemate pe elementul luat în considerare	Reducerea sarcinii totale impuse pe toate nivelurile rezemate pe elementul luat în considerare, %
1	0
2	10
3	20
4	30
5 la 10	40
Peste 10	50

„5.2. Atunci cînd o grindă suportă pe o singură deschidere o suprafaţă de planşeu mai mare decît 46 m² pe un anumit nivel, sarcina impusă pe grindă

* British Standard Code of Practice for Loading.

poate fi redusă, la proiectarea acesteia, cu cîte 5% pentru fiecare 46 m² aferenți, reducerea neputînd depăși 25%. Aceeași reducere, sau cea prevăzută în tabelul 2 (care dintre ele este mai mare) se va aplica și la calculul elementului (stîlp, zid etc.) pe care se sprijină grinda respectivă.

„ 5.3. Nu se vor aplica reduceri în cazul instalațiilor sau utilajelor specificate ca atare în mod concret, precum și în cazul clădirilor care servesc la depozitarea mărfurilor, al garajelor și în general al suprafețelor pe care urmează a se păstra materiale în vrac sau care se vor umple cu diferite materiale. Pentru fabricile și atelierele proiectate cu sarcini utile de 5 kN/m² sau mai mari, reducerile din tabelul 2 se vor aplica cu condiția ca încărcarea prezumată să nu fie mai mică decît ar fi fost dacă toate nivelurile ar fi fost proiectate pentru 5 kN/m² fără reduceri".

TASAREA FUNDAȚIILOR

Tasări totale și diferențiale

Tasarea datorită consolidării terenului de fundație este de obicei factorul cel mai important în stabilirea presiunilor admisibile. Chiar dacă s-au luat măsurile necesare pentru asigurarea fundațiilor împotriva cedării prin depășirea rezistenței la tăiere a pămîntului, împărțindu-se capacitatea portantă limită cu un coeficient de siguranță arbitrar, este totuși necesar ca, înainte de stabilirea definitivă a presiunilor admisibile, să se examineze probabilitatea producerii tasărilor prin consolidare. În paginile care urmează se vor expune cauzele tasării prin consolidare, efectele tasărilor totale și diferențiale asupra construcției, metodele de evaluare a tasării, precum și modul de proiectare a fundațiilor în așa fel încît tasările să fie eliminate sau efectele lor să fie reduse la minimun.

Tasarea unei fundații cuprinde două părți. *Tasarea „imediată"* (ρ_i) se produce în timpul aplicării sarcinii, ca rezultat al deformării elastice a pămîntului de sub fundație, fără ca umiditatea să i se modifice. *Tasarea „de consolidare"* (ρ_c) este rezultatul reducerii volumului pămîntului, ca urmare a eliminării unei părți din apa aflată în pori. *Tasarea „finală"* (ρ_f) este suma primelor două, ρ_i și ρ_c. Dacă pentru a se ajunge la cota de fundare sînt necesare săpături adînci, va avea loc o umflare a fundului gropii ca urmare a înlăturării presiunii reprezentate de sarcina geologică la cota respectivă. Mărimea umflării depinde de adîncimea săpăturii și de timpul în care terenul rămîne neîncărcat. În fig. 2.15 sînt ilustrate diferitele faze ale umflării și tasării.

În cazul fundațiilor așezate pe nisipuri și pietrișuri cu îndesare mijlocie sau îndesate, tasările „imediate" și „de consolidare" sînt relativ mici și se produc aproape simultan, iar tasarea totală este aproape terminată încă din perioada execuției și încărcării fundațiilor. În mod asemănător, tasarea fundațiilor situate pe nisipuri afînate este foarte rapidă, producîndu-se în timpul aplicării sarcinilor, pe cînd tasările pe argilele compresibile sînt în parte ime-

diate și în parte se desfășoară într-un timp îndelungat. Tasările pe termen lung constituie de obicei proporția majoră a tasărilor totale ale argilelor și se extind pe perioade de mulți ani.

Tasarea fundațiilor nu are loc în mod necesar numai în cazul construcțiilor foarte mari și grele. La prafurile și argilele moi și compresibile pot avea loc tasări apreciabile chiar sub sarcini relativ mici. S-au semnalat astfel tasări și fisurări ale unor clădiri cu două niveluri, fundate pe o argilă prăfoasă moale, în Scoția. Clădirile erau alcătuite din blocuri de beton prefabricate, iar încărcarea exercitată de fundație nu depășea probabil 30 kN pe metrul liniar de zid. În mai puțin de trei ani de la darea în exploatare, tasarea diferențială și fisurarea imobilelor deveniseră atît de grave, încît unele dintre ele au trebuit să fie evacuate. La o clădire s-a înregistrat o deplasare relativă de 10 cm de-a lungul zidului.

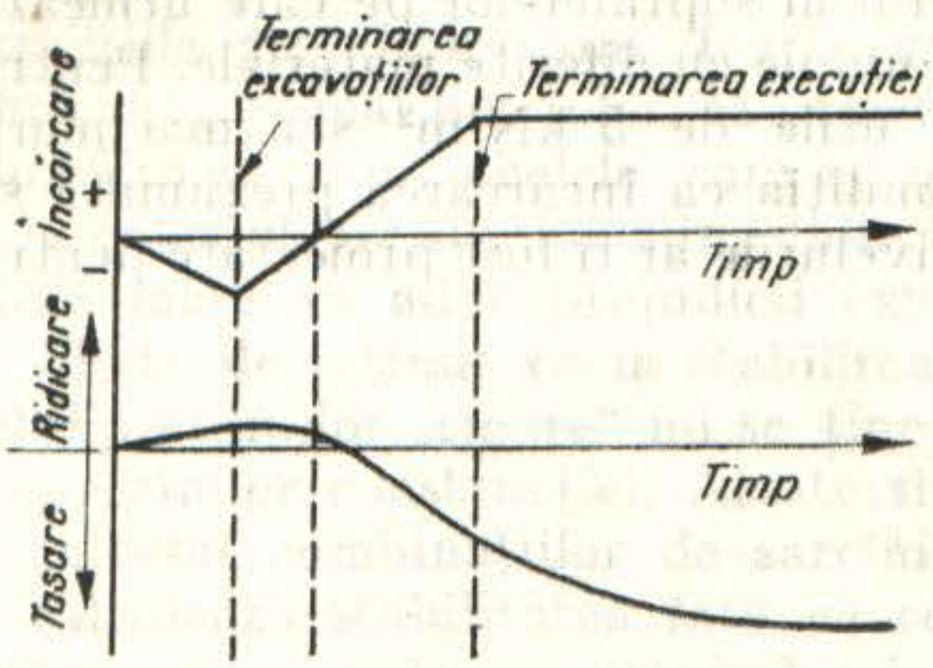


Fig. 2.15. Relația încărcare tasare timp pentru o construcție.

Tasarea diferențială (sau relativă) între o parte și alta a construcției este de mai mare importanță pentru stabilitatea suprastructurii decît mărimea tasării totale. Aceasta din urmă interesează numai în raport cu lucrările din-prejur. De exemplu, un zid de apărare împotriva inundațiilor executat pe malul unui rîu se înalță cu coronamentul pînă la o anumită cotă deasupra nivelului apelor mari. Dacă în decursul anilor zidul suferă tasări importante, se va ajunge în situația ca el să fie deversat în perioadele de viitură.

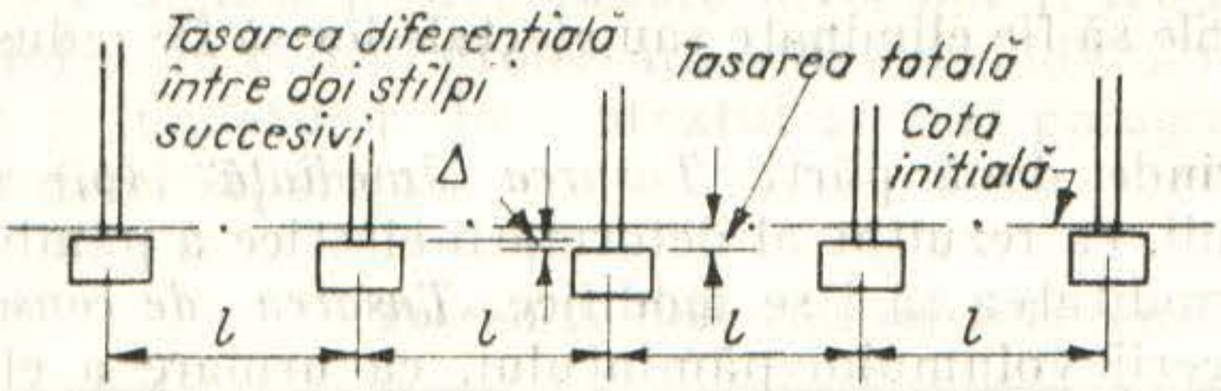


Fig. 2.16. Tasarea diferențială a unei construcții.

Dacă fundația unei construcții suferă pe întreaga sa suprafață aceeași tasare, suprastructura nu va fi afectată. Dacă însă între diferitele părți ale fundației se produc deplasări relative, în structură iau naștere eforturi suplimentare. Cînd aceste deplasări cresc peste anumite limite, structura suferă fisurări serioase sau poate chiar ceda.

Într-un studiu amplu asupra tasării construcțiilor, Skempton și Macdonald [2.9] au împărțit degradările provocate de tasări în trei categorii:

1) Degradări structurale, care se referă numai la elementele de cadru, respectiv stîlpii și grinzile.

2) Degradări „arhitecturale", care angajează numai panourile de zid, planșeele sau finisajele.

3) Degradări combinate, structurale și arhitecturale.

Studierea tasărilor înregistrate la diferite construcții care au suferit degradări într-o măsură mai mare sau mai mică a condus pe autorii citați la con-

cluzia că degradarea structurală este iminentă atunci cînd deformaţia unghiulară Δ/l a deschiderii l dintre doi stîlpi ai structurii sau de-a lungul unui anumit sector de zid portant depăşeşte 1/150, iar degradarea arhitecturală se poate produce atunci cînd deformaţia unghiulară depăşeşte 1/300 (fig. 2.16).

Studiile lui Skempton şi Macdonald au fost continuate şi dezvoltate de Bjerrum [2.10] care a stabilit datele din tabelul 2.2 unde sînt indicate limitele deformaţiilor unghiulare pentru diferite tipuri de construcţii. Limita de degradare arhitecturală de 1/300 corespunde unei tasări relative de 2 cm între doi stîlpi vecini avînd distanţa de 6 m între axe.

Tasarea diferenţială a construcţiilor

Tabelul 2.2 Deformaţiile unghiulare la care sînt de aşteptat degradări ale construcţiilor

Deformaţia unghiulară	Comportarea construcţiei
1/750	Limita la care pot apărea dificultăţi în funcţionarea utilajelor sensibile la tasări
1/600	Limita pericolului de degradare a cadrelor cu diagonale
1/500	Limita de siguranţă la clădirile la care nu sînt permise fisurile
1/300	Limita la care sînt de aşteptat primele fisuri în zidurile despărţitoare
1/300	Limita la care sînt de aşteptat dificultăţi în funcţionarea podurilor rulante
1/250	Limita la care înclinarea construcţiilor rigide înalte devine vizibilă
1/150	Fisuri apreciabile în zidurile despărţitoare şi în zidăria de cărămidă
1/150	Limita de siguranţă pentru zidurile flexibile de cărămidă, la care $h/l<1/4$
1/150	Limita la care pot apărea degradări generale ale structurii construcţiilor.

Este nerealist să se pretindă că într-o construcţie nu este permis să apară nici o fisură, cît de subţire, datorită tasării diferenţiale. La majoritatea clădirilor cu tencuieli vechi pot fi observate în pereţii interiori şi în tavane fisuri datorite variaţiilor de temperatură şi umiditate. Nici cele mai perfecţionate procedee de execuţie nu sînt încă în măsură să prevină această formă de fisurare; de asemenea, se pot tolera anumite fisuri rezultate din tasări. În cazul clădirilor monumentale cu finisaje externe sau interne costisitoare, tasările diferenţiale vor fi limitate la valori foarte mici, pentru ca fisurarea să nu producă un aspect dezagreabil.

La unele tipuri de construcţii pot fi permise deformaţii unghiulare mai mari decît cele corespunzătoare degradărilor arhitecturale, de exemplu la garaje sau depozite alcătuite din cadre metalice şi învelite cu tablă ondulată. Nu este totuşi recomandabil să se admită deformaţii unghiulare mai mari decît limita degradărilor structurale (1/150), cu excepţia cazurilor în care s-au luat măsuri speciale pentru prevenirea eforturilor excesive în elementele de rezistenţă, prin realizarea, de exemplu, a unor noduri articulate sau montarea unor prese pentru compensarea tasărilor. Astfel de măsuri sînt justificate însă numai acolo unde cauza tasărilor nu poate fi stăpînită de proiectant, de exemplu în zonele susceptibile de tasări cu caracter regional sau sub care există galerii subterane.

Se precizează că eforturile care iau naștere într-un cadru supus unei deformații unghiulare de 1/150 sînt teoretic cu mult peste limitele admisibile. De exemplu, Meyerhof [2.11] a arătat că tasările diferențiale ale unui cadru de beton armat cu trei deschideri și cinci niveluri, corespunzînd unei deformații unghiulare de 1/950, pot face să crească momentele încovoietoare într-o anumită grindă cu 74%. Cu toate acestea, măsurători efectuate la Stațiunea de cercetări în construcții* [2.12] au dovedit că eforturile produse de deformarea cadrelor deschise sau închise cu panouri de umplutură sînt în realitate mult mai mici decît cele stabilite prin calcul, datorită proprietății elementelor structurale de a-și redistribui reciproc eforturile prin deformații plastice. Această redistribuție are loc în special atunci cînd deformarea unghiulară se produce foarte lent, ca în cazul tasărilor pe termen lung ale construcțiilor cînd stadiul final al consolidării pămîntului este atins după o perioadă de mulți ani.

Tasarea diferențială între diferitele părți ale unei construcții poate apărea datorită următoarelor cauze:

1) *Variațiile de stratificație ale terenului.* O parte a construcției poate fi fundată pe un pămînt compresibil și cealaltă parte pe un material incompresibil. Asemenea variații nu sînt rare, mai ales în cazul depozitelor glaciare, unde într-un material predominant nisipos pot fi întîlnite lentile de argilă sau invers. În zonele în care suprafața formațiunii stîncoase de bază are un relief accidentat, se poate întîmpla ca fundația să fie așezată parțial pe stîncă sănătoasă, aflată la mică adîncime, și parțial pe un strat nestîncos sau pe stîncă alterată, compresibilă. Depozitele de nisipuri și pietrișuri de origine eoliană sau aluvială pot prezenta variații simțitoare de îndesare în direcție verticală sau orizontală.

2) *Variațiile de încărcare pe fundație.* De exemplu, în cazul unui imobil alcătuit dintr-un turn înalt central încadrat de aripi laterale cu mult mai puține niveluri sînt de așteptat tasări diferențiale între turn și aripi, dacă nu s-au luat măsuri speciale de prevenire a lor la proiectare. În mod asemănător, o construcție industrială poate fi alcătuită dintr-o structură ușoară în jurul unui grup de utilaje foarte grele.

3) *Sarcini pe suprafețe mari așezate pe fundații flexibile.* Tasarea radierelor mari, flexibile, sau a suprafețelor mari construite cuprinzînd numeroase fundații izolate de stîlpi, așezate direct pe pămînt compresibil, capătă o formă caracteristică de „șa" sau „covată", cu deformații maxime în zona centrală și minime spre colțuri. Tasarea diferențială maximă este de obicei aproximativ jumătate din tasarea totală. Totuși, în cazul unei construcții constînd dintr-un mare număr de stîlpi apropiați, cu sarcini egale, chiar dacă tasarea diferențială maximă între centru și colțuri este mare, tasarea relativă între doi stîlpi vecini poate fi numai o mică fracțiune din aceasta. Un exemplu de formă a tasării unei suprafețe încărcate de mari dimensiuni este înfățișat în fig. 2.17,*a*. Atunci cînd o astfel de suprafață este fundată pe un strat relativ incompresibil (de exemplu pietriș îndesat) situat la rîndul său pe un pămînt compresibil (fig. 2.17, *b*), tasarea construcției va avea loc ca urmare a consolidării acestuia din urmă, însă nu va fi în formă de „covată". Stratul îndesat, dacă

* Building Research Station (Anglia).

este destul de gros, se va comporta ca un radier rigid, eliminînd în bună măsură tasările diferențiale.

4) *Executarea în mai multe etape a diferitelor părți ale construcției.* O astfel de situație are loc atunci cînd o construcție este extinsă prin execuția unor aripi suplimentare la mulți ani după terminarea corpului inițial. Tasările prin consolidare ale acestui corp pot fi virtual încheiate, însă construcția nouă

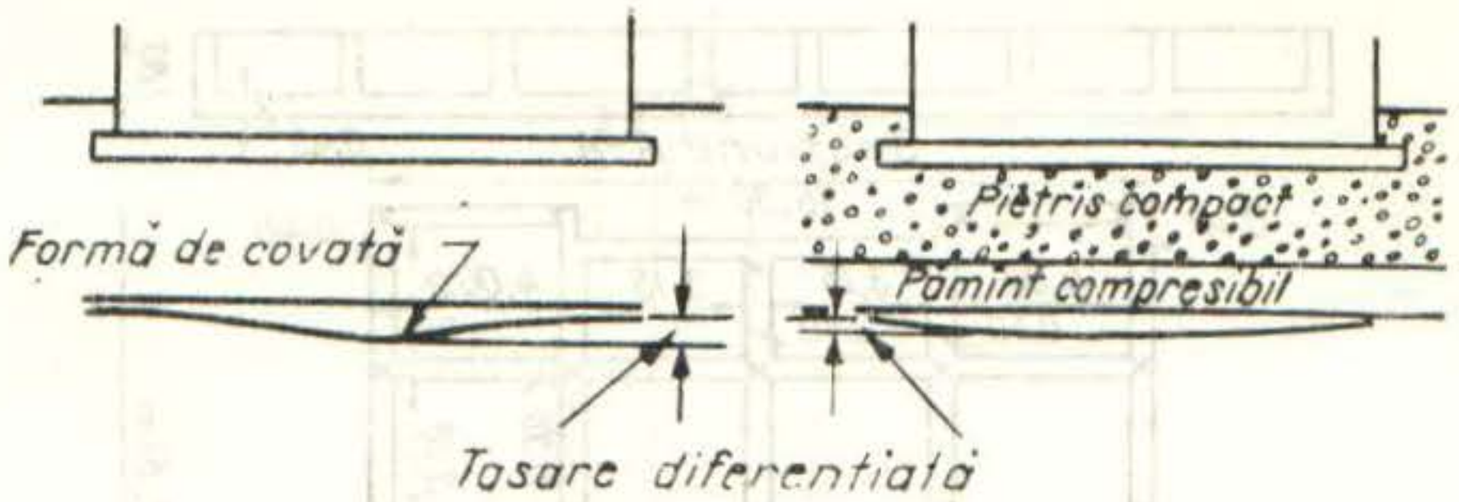


Fig. 2.17. Forma tasării suprafețelor de încărcare de mare întindere:
a — radier așezat pe teren cu compresibilitate uniformă; *b* — radier așezat pe un strat incompresibil compact aflat deasupra unui pămînt compresibil.

(dacă exercită aceeași presiune pe teren ca și prima) va suferi ulterior aceeași tasare. În consecință, sînt necesare măsuri speciale de precauție (sub forma unor rosturi verticale) pentru prevenirea deformațiilor și a apariției de fisuri între partea din construcție veche și cea nouă.

5) *Variațiile de condiții locale pe amplasament.* Se poate întîmpla ca o parte din amplasament să fi fost ocupată anterior de o construcție grea care a fost demolată, sau pe un teren accidentat pot fi deplasate cantități mari de pămînt pentru nivelarea suprafeței. Astfel de situații duc la condiții diferite de eforturi în teren înainte și după execuție și implicit la tasări sau ridicări diferențiale.

Metode pentru prevenirea tasărilor diferențiale exagerate

Imobilele cu ziduri portante masive sau cadre puternice sînt de multe ori, prin însăși structura lor, suficient de rigide pentru a preveni producerea unor tasări diferențiale apreciabile. Astfel, la masivul Palat al Artelor Frumoase din orașul México, construit în anul 1904 și așezat pe un radier puternic, care deși s-a tasat cu aproximativ 2,70 m, tasările diferențiale au fost de numai circa 15 cm.

Dacă suprastructura nu are suficientă rigiditate pentru a împiedica mișcările diferențiale exagerate prin fundații obișnuite de mică adîncime, pot fi adoptate una sau mai multe dintre măsurile expuse în continuare, în scopul reducerii tasării totale și a celor diferențiale la valori acceptabile:

a) prevederea unei fundații rigide, fie printr-un radier gros, fie prin grinzi înalte pe două direcții;

b) prevederea unor subsoluri adînci, pentru a reduce presiunea netă exercitată pe teren;

c) transmiterea sarcinilor construcției la strate mai adînci și mai puțin compresibile prin subsoluri, puțuri masive sau piloți;

d) prevederea de dispozitive de ridicare în stîlpi (prese sau cricuri) pentru readucerea la orizontală a suprastructurii;

e) încărcarea cu sarcini suplimentare (lest sau umplutură de pămînt) a părților mai puțin încărcate ale construcției.

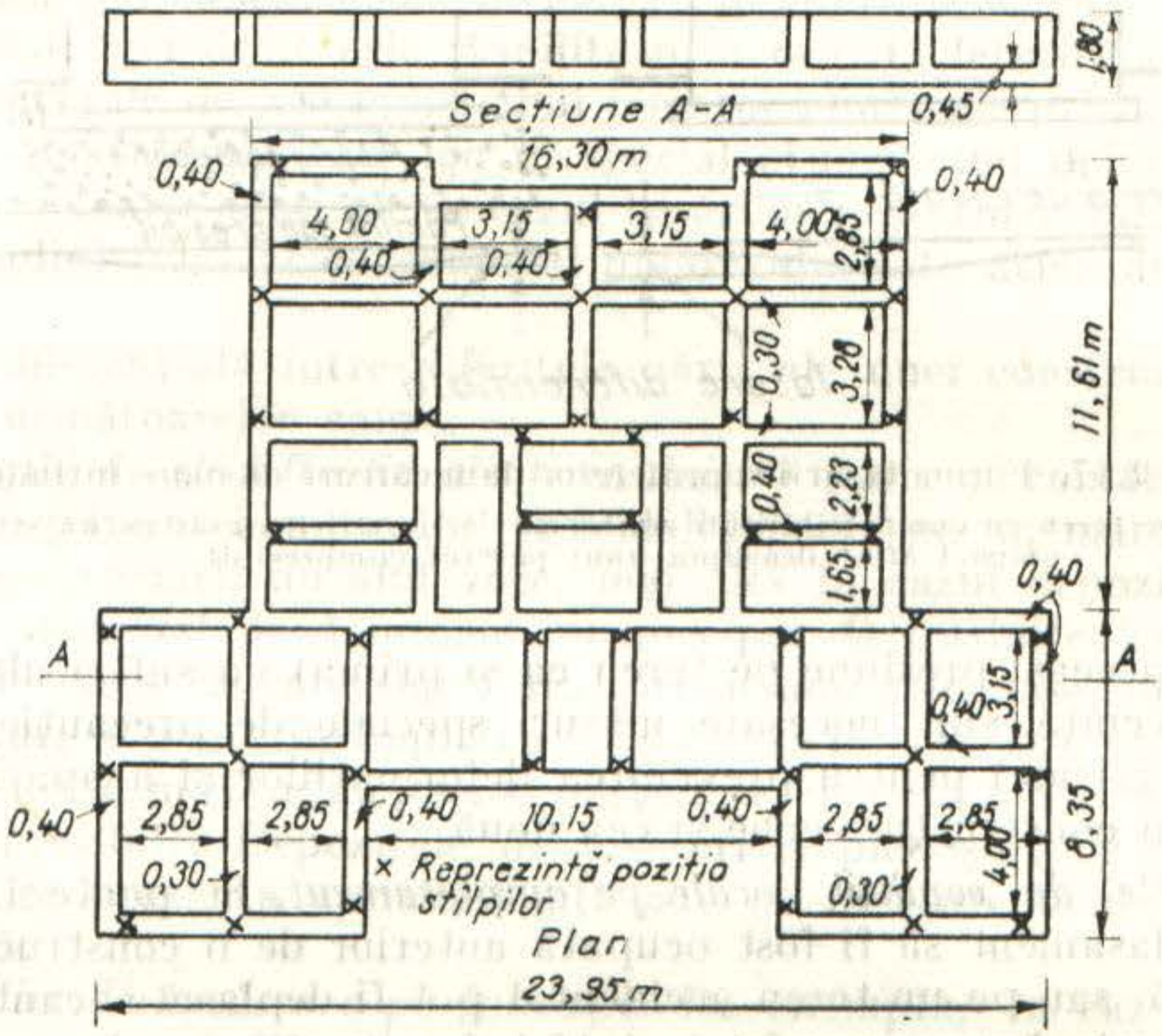


Fig. 2.18. Fundație pe radier rigid cu nervuri, avînd ca scop reducerea la minimum a tasărilor diferențiale.

S-a dovedit, prin examinarea construcțiilor existente, că metoda (a) este foarte eficientă pentru reducerea tasărilor. În cazul unor condiții geotehnice uniforme, Skempton și Macdonald [2.9] apreciază că, pentru o deformație unghiulară care nu depășește 1/300 (limita degradărilor arhitecturale), ta-

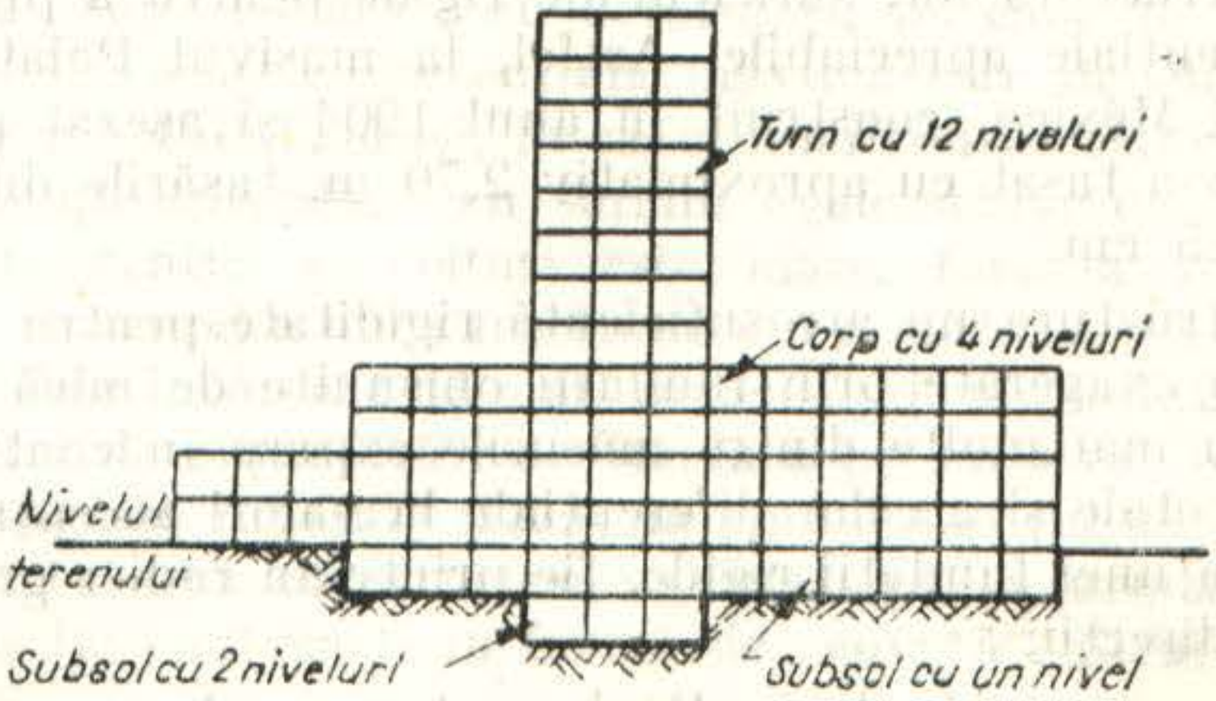
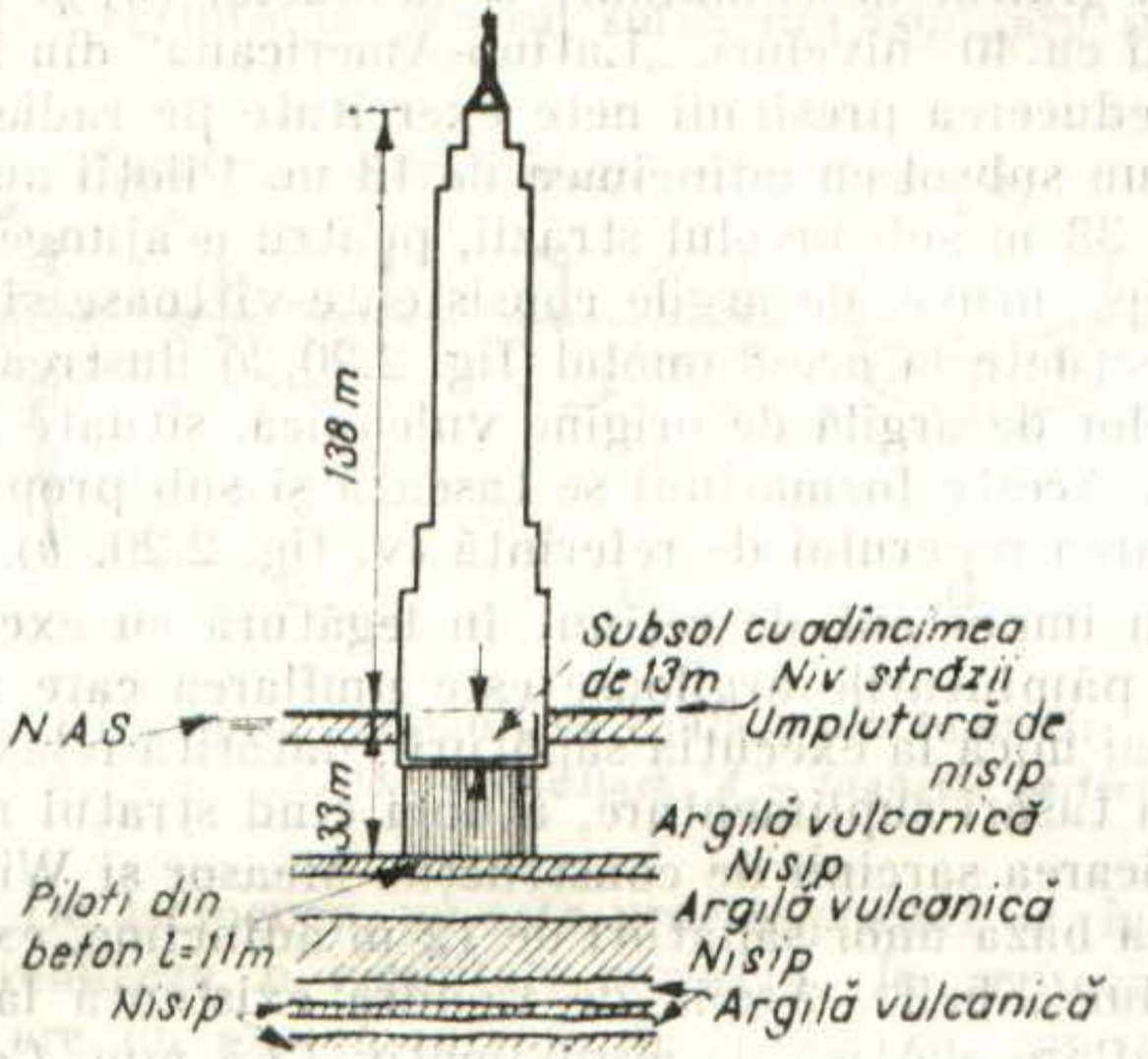
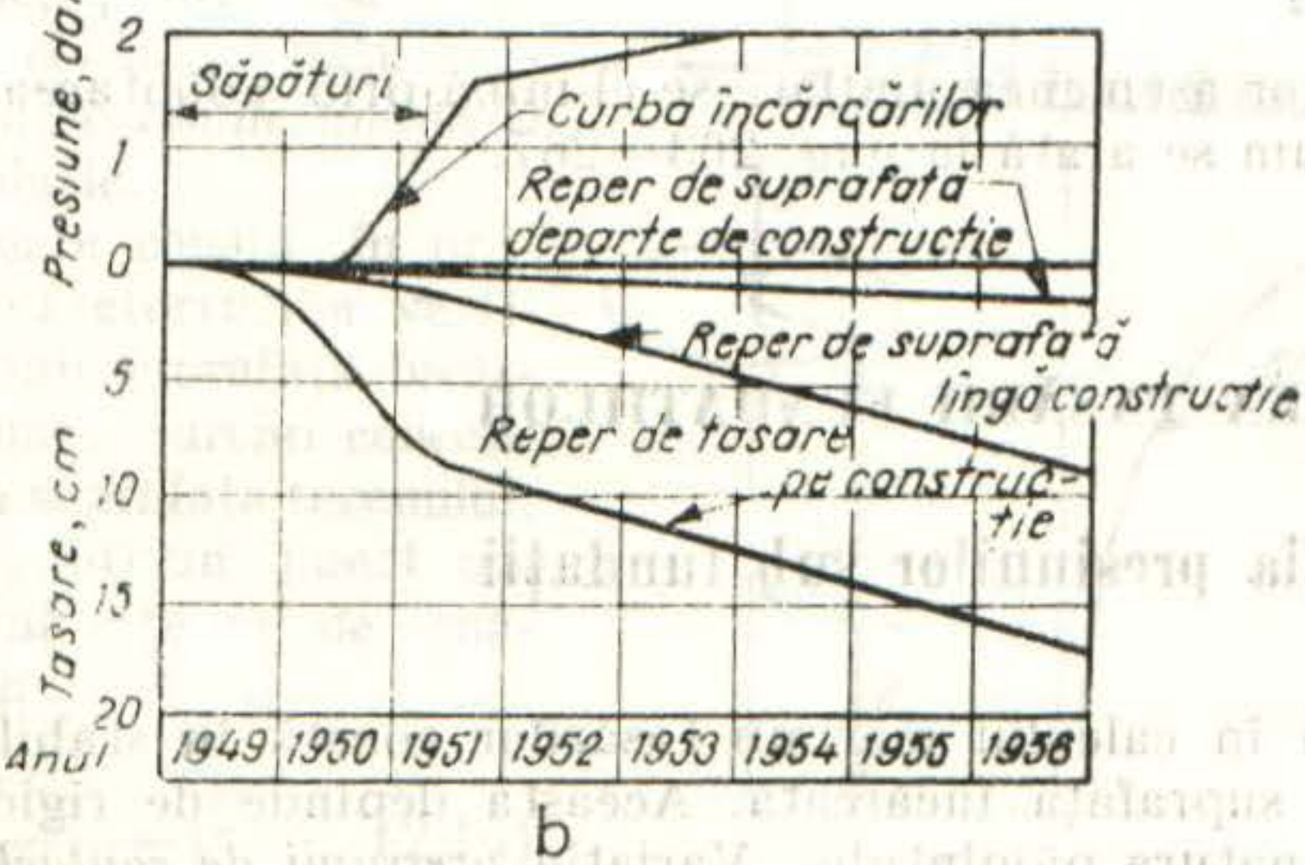


Fig. 2.19. Reducerea tasărilor diferențiale prin fundarea la diferite adîncimi.

sarea *maximă* a radierelor pe argilă trebuie limitată la 10 cm și pe nisipuri la 6,3 cm. Pentru fundațiile izolate, valorile respective sînt de 7,5 și 5 cm. Ca exemplu se dă cazul unui imobil de locuit cu unsprezece niveluri, fundat pe un radier de beton armat cu nervuri la adîncimea de 1,80 m, pe argilă de Londra destul de compresibilă, în partea de nord-vest a capitalei britanice (fig. 2.18). În ipoteza unui radier flexibil, tasările totale și cele diferențiale calculate au



a



b

Fig. 2.20. Dispoziția fundației și măsurătorile de tasare la blocul turn „Latino-Americana" din México (Zeevaert [2.13]).

fost de 10 cm și respectiv 7,5 cm după o lungă perioadă de ani. La doi ani după execuție, tasarea maximă era de 5 cm, cu o medie de 4,1 cm, în comparație cu valoarea calculată de 3,3 cm pentru perioada respectivă. Cu toate acestea, tasarea diferențială măsurată la radierul rigid era de numai 1,2 cm, față de cea calculată de 2,5 cm pentru radierul flexibil.

Reducînd tasările maxime prin micșorarea sarcinii geologice ca urmare a executării săpăturilor pentru subsolurile adînci, metoda (b) contribuie la prevenirea tasărilor diferențiale exagerate între diferitele părți ale construcțiilor cu sarcini neuniforme. Astfel, subsolurile cele mai adînci pot fi prevăzute sub porțiunile cele mai încărcate ale construcțiilor, lăsîndu-se cele mai ușoare fără subsoluri sau cu subsoluri puțin adînci (fig. 2.19).

Un exemplu grăitor de combinare a metodelor (b) și (c) îl constituie fundațiile imobilului cu 40 niveluri, „Latino-Americana" din México (fig. 2.20, *a*) [2.13]. Pentru reducerea presiunii nete exercitate pe radierul fundat pe piloți a fost executat un subsol cu adîncimea de 13 m. Piloții au fost introduși pînă la adîncimea de 33 m sub nivelul străzii, pentru a ajunge la un strat gros de 5,20 m de nisip, urmat de argile consistente-vîrtoase și nisipuri. Măsurătorile de tasări efectuate la acest imobil (fig. 2.20, *b*) ilustrează compresibilitatea ridicată a stratelor de argilă de origine vulcanică, situate la adîncime în zona orașului México. Aceste formațiuni se tasează și sub propria lor greutate, așa cum arată mișcarea reperului de referință (v. fig. 2.20, *b*).

Un fenomen important de reținut în legătură cu excavațiile pentru subsoluri adînci în pămînturile argiloase este umflarea care apare într-o măsură mai mare sau mai mică la execuția săpăturii, datorită relaxării terenului. Acest fenomen duce la tasări suplimentare, atunci cînd stratul respectiv se consolidează prin aplicarea sarcinii de construcție. Measor și Williams [2.14] au măsurat umflarea la baza unor săpături de 12 m adîncime, executate pentru subsolurile imobilului „Shell". Argila de Londra existentă la fundul săpăturii a manifestat o umflare elastică de aproximativ 12,5 mm. Considerînd o valoare a modulului Poisson egală cu 0,5, aceasta corespunde cu un modul E de circa 1 300 daN / cm².

Efectele unor asemenea umflări se elimină prin adoptarea unor subsoluri pe piloți, așa cum se arată la pag. 263—267.

EVALUAREA TASĂRII FUNDAȚIILOR

Distribuția presiunilor sub fundații

Prima fază în calculul mărimii tasărilor constă în stabilirea distribuției presiunilor sub suprafața încărcată. Aceasta depinde de rigiditatea corpului fundației și de natura pămîntului. Variația *presiunii de contact* sub o fundație rigidă netedă așezată pe argilă (sau pe un teren alcătuit din strate groase de argilă moale) este arătată în fig. 2.21, *a*. O fundație asemănătoare situată pe nisip sau pietriș se caracterizează printr-o distribuție a presiunilor de contact cu totul diferită (fig. 2.21, *b*), iar pentru pămînturi cu proprietăți intermediare distribuția respectivă capătă forma din fig. 2.21, *c*. Dacă presiunile pe teren cresc pînă la limita de cedare a pămîntului, presiunile de contact se schimbă, tinzînd să crească către zona centrală a suprafeței încărcate în toate cele trei cazuri menționate.

O fundaţie foarte flexibilă, ca de exemplu fundul metalic al unui rezervor de petrol, atunci cînd se deformează datorită consolidării pămîntului de sub ea, capătă o formă caracteristică de cupă sau de covată. Distribuţia presiunilor de contact pentru fundaţiile perfect flexibile pe pămînturi argiloase are forma din fig. 2.21, *d*.

La calculul tasării prin consolidare avem de-a face cu o distribuţie a presiunilor de contact care prezintă în general suficientă asigurare împotriva cedării

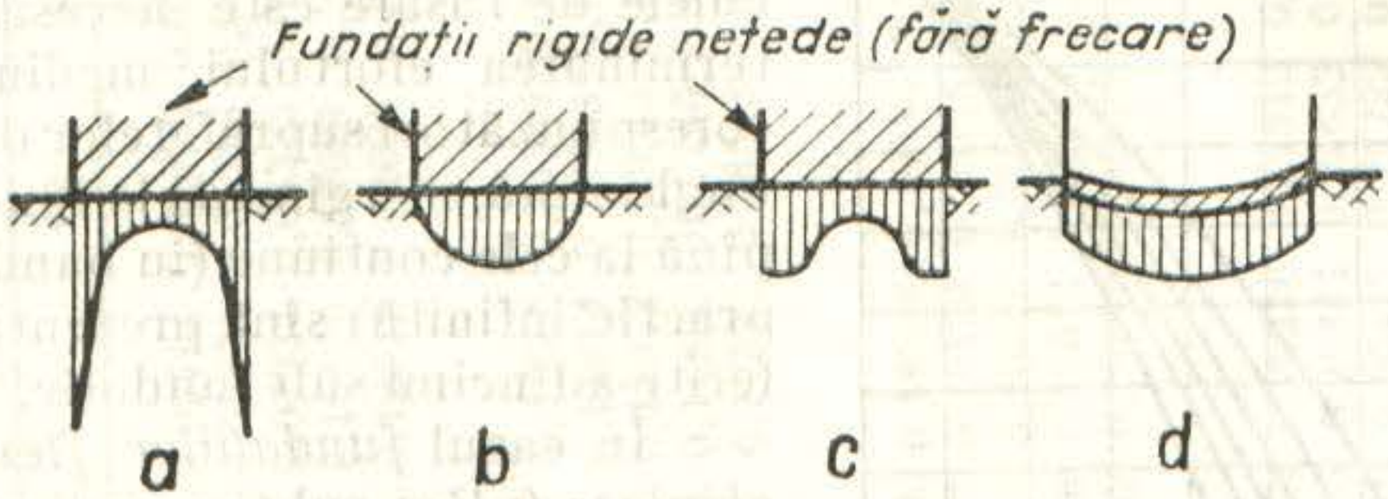


Fig. 2.21. Distribuţia presiunii de contact sub fundaţii:
a — argilă; *b* — nisip şi pietriş; *c* — situaţie intermediară; *d* — fundaţie perfect flexibilă pe argilă

plastice a pămîntului. De asemenea, nu este practic posibil ca, în cazul fundaţiilor obişnuite, să se realizeze o rigiditate perfectă. În consecinţă, distribuţia presiunilor de contact are un aspect intermediar între cel corespunzător fundaţiilor rigide şi cel care caracterizează fundaţiile flexibile; pentru toate cazurile practice se consideră satisfăcător să se accepte *o distribuţie uniformă a presiunii* sub fundaţie.

Faza următoare constă în precizarea distribuţiei eforturilor verticale *în adîncime* sub suprafaţa încărcată. În cazul unei sarcini concentrate acţionînd la suprafaţa terenului, efortul vertical σ_z într-un punct oarecare N sub sarcină este dat de ecuaţia lui Boussinesq:

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2}\left[\frac{1}{1+\left(\frac{r}{z}\right)^2}\right]^{1/2} \qquad (2.16)$$

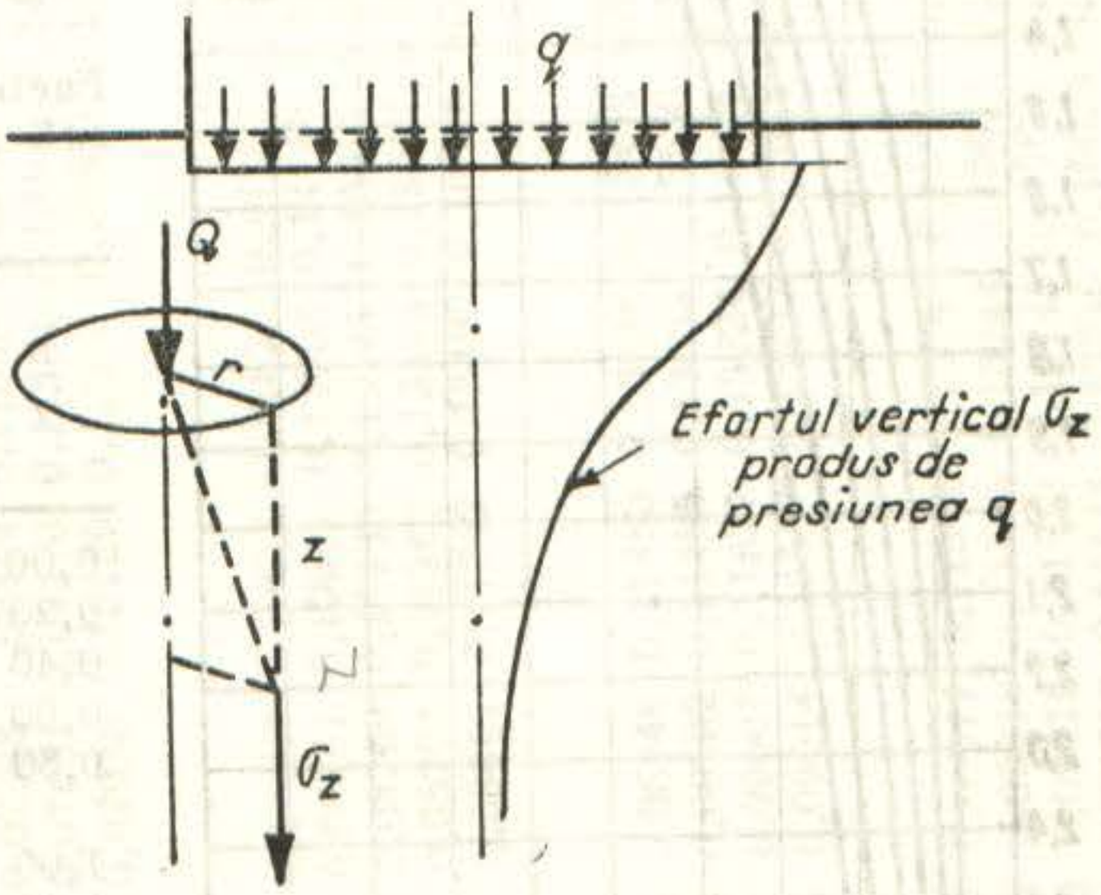


Fig. 2.22. Distribuţia eforturilor verticale sub suprafeţele încărcate, stabilită pe baza ecuaţiei lui Boussinesq.

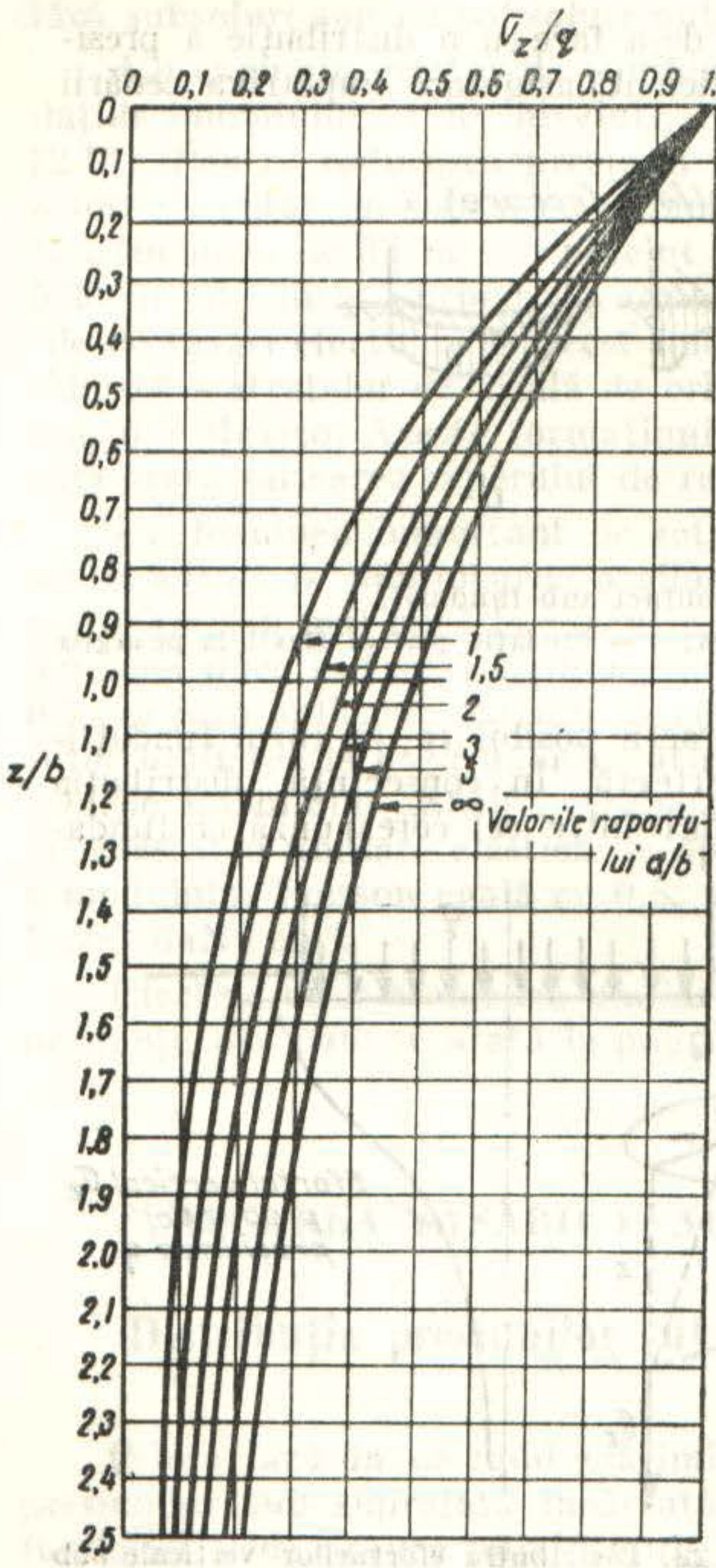
unde: Q este sarcina concentrată verticală;

z — distanţa pe verticală între N şi talpa fundaţiei;

r — distanţa pe orizontală de la N la linia de acţiune a sarcinii.

Ecuaţia lui Boussinesq se bazează pe ipoteza că materialul încărcat este elastic, omogen şi izotrop. Pămînturile naturale nu posedă în mod riguros

niciuna din aceste calități, însă, pentru cazurile practice de proiectare, această ipoteză este justificabilă. Distribuția eforturilor rezultată din ecuația (2.16) are forma unui clopot întors, așa cum se arată în fig. 2.22. Factorii de influență necesari calculului valorilor σ_z pentru diferite rapoarte între diametrul unei fundații circulare D și adîncimea z au fost determinați de Jurgenson [2.15] și sînt reproduși în tabelul 2.3.



ig. 2.23. Calculul efortului vertical mediu σ_z la adîncimea z sub o fundație dreptunghiulară $a \times b$ așezată la suprafața terenului și încărcată cu o presiune uniformă q.

În cazul *fundațiilor rigide*, pentru calculele de tasare este necesară numai determinarea efortului mediu. Coeficienții corespunzători suprafețelor de formă dreptunghiulară, mergînd de la fundațiile pătrate pînă la cele continue (în bandă de lungime practic infinită) sînt prezentați, pentru diferite adîncimi sub fundație, în fig. 2.23.

În cazul *fundațiilor flexibile dreptunghiulare* (plăci subțiri, radiere flexibile sau fundații izolate sau continue apropiate), eforturile se determină prin metoda lui Newmark [2.17]. Factorii pentru determinarea efortului vertical sub colțul unei fundații sau suprafețe încărcate de formă

Tabelul 2.3

Factorii de influență pentru presiunea verticală σ_z sub centrul unei suprafețe circulare flexibile uniform încărcate de diametru D

$\frac{D}{z}$	Factorul de influență	$\frac{D}{z}$	Factorul de influență	$\frac{L}{z}$	Factorul de influență
0,00	0,0000	2,00	0,6465	4,00	0,9106
0,20	0,0148	2,20	0,6956	6,00	0,9684
0,40	0,0571	2,40	0,7376	8,00	0,9857
0,60	0,1213	2,60	0,7733	10,00	0,9925
0,80	0,1966	2,80	0,8036	12,00	0,9956
1,00	0,2845	3,00	0,8293	14,00	0,9972
1,20	0,3695	3,20	0,8511	16,00	0,9981
1,40	0,4502	3,40	0,8697	20,00	0,9990
1,60	0,5239	3,60	0,8855	40,00	0,9999
1,80	0,5893	3,80	0,8990	200,00	1,0000

σ_z = factorul de influență × presiunea de contact c

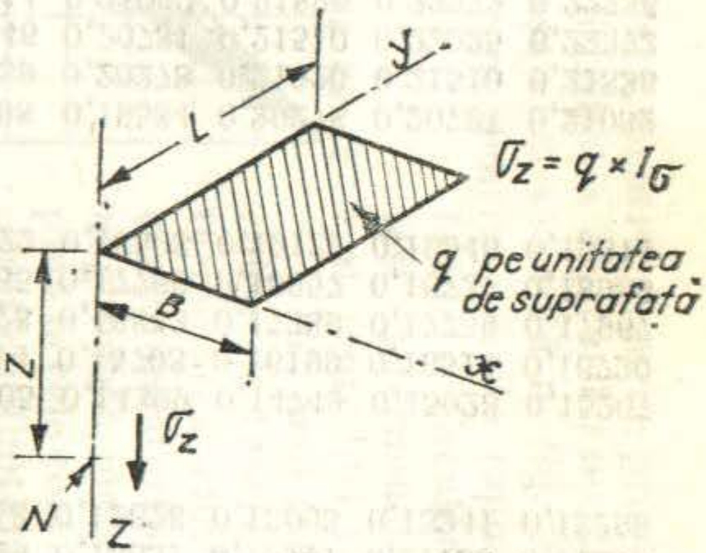
dreptunghiulară au fost intabulați de Newmark și sînt reproduși în tabelul 2.4. Pentru a se obține efortul vertical sub centrul suprafeței de încărcare, această suprafață se împarte în patru dreptunghiuri egale (fig. 2.24). Pe baza prin-

Factorii de influență I_σ pentru calculul efortului normal vertical σ_z într-un punct N situat sub colțul unei suprafețe dreptunghiulare uniform încărcate

$\frac{B}{z}$	$\frac{L}{z}$													
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8
0,1	0,00470	0,00917	0,01323	0,01678	0,01978	0,02223	0,02420	0,02576	0,02698	0,02794	0,02926	0,03007	0,03058	0,03090
0,2	0,00917	0,01790	0,02585	0,03280	0,03866	0,04348	0,04735	0,05042	0,05283	0,05471	0,05733	0,05894	0,05994	0,06058
0,3	0,01323	0,02585	0,03735	0,04742	0,05593	0,06294	0,06858	0,07308	0,07661	0,07938	0,08323	0,08561	0,08709	0,08804
0,4	0,01678	0,03280	0,04742	0,06024	0,07111	0,08009	0,08734	0,09314	0,09770	0,10129	0,10631	0,10941	0,11135	0,11260
0,5	0,01978	0,03866	0,05593	0,07111	0,08403	0,09473	0,10340	0,11035	0,11584	0,12018	0,12626	0,13003	0,13241	0,13395
0,6	0,02223	0,04348	0,06294	0,08009	0,09473	0,10688	0,11679	0,12474	0,13105	0,13605	0,14309	0,14749	0,15028	0,15207
0,7	0,02420	0,04735	0,06858	0,08734	0,10340	0,11679	0,12772	0,13653	0,14356	0,14914	0,15703	0,16199	0,16515	0,16720
0,8	0,02576	0,05042	0,07308	0,09314	0,11035	0,12474	0,13653	0,14607	0,15371	0,15978	0,16843	0,17389	0,17739	0,17967
0,9	0,02698	0,05283	0,07661	0,09770	0,11584	0,13105	0,14356	0,15371	0,16185	0,16835	0,17766	0,18357	0,18737	0,18986
1,0	0,02794	0,05471	0,07938	0,10129	0,12018	0,13605	0,14914	0,15978	0,16835	0,17522	0,18508	0,19139	0,19546	0,19814
1,2	0,02926	0,05733	0,08323	0,10631	0,12626	0,14309	0,15703	0,16843	0,17766	0,18508	0,19584	0,20278	0,20731	0,21032
1,4	0,03007	0,05894	0,08561	0,10941	0,13003	0,14749	0,16199	0,17389	0,18357	0,19139	0,20278	0,21020	0,21510	0,21836
1,6	0,03058	0,05994	0,08709	0,11135	0,13241	0,15028	0,16515	0,17739	0,18737	0,19546	0,20731	0,21510	0,22025	0,22372
1,8	0,03090	0,06058	0,08804	0,11260	0,13395	0,15207	0,16720	0,17967	0,18986	0,19814	0,21032	0,21836	0,22372	0,22736
2,0	0,03111	0,06100	0,08867	0,11342	0,13496	0,15326	0,16856	0,18119	0,19152	0,19994	0,21235	0,22058	0,22610	0,22986
2,5	0,03138	0,06155	0,08948	0,11450	0,13628	0,15483	0,17036	0,18321	0,19375	0,20236	0,21512	0,22364	0,22940	0,23334
3,0	0,03150	0,06178	0,08982	0,11495	0,13684	0,15550	0,17113	0,18407	0,19470	0,20341	0,21633	0,22499	0,23088	0,23495
4,0	0,03158	0,06194	0,09007	0,11527	0,13724	0,15598	0,17168	0,18469	0,19540	0,20417	0,21722	0,22600	0,23200	0,23688
5,0	0,03160	0,06199	0,09014	0,11537	0,13737	0,15612	0,17185	0,18488	0,19561	0,20440	0,21749	0,25632	0,23236	0,23735
6,0	0,03161	0,06201	0,09017	0,11541	0,13741	0,15617	0,17191	0,18496	0,19569	0,20449	0,21760	0,22664	0,23249	0,23671
8,0	0,03162	0,06202	0,09018	0,11543	0,13744	0,15621	0,17195	0,18500	0,19574	0,20455	0,21767	0,22652	0,23258	0,23681
10,0	0,03162	0,06202	0,09019	0,11544	0,13745	0,15622	0,17196	0,18502	0,19576	0,20457	0,21769	0,22654	0,23261	0,23684
∞	0,03162	0,06202	0,09019	0,11544	0,13745	0,15623	0,17197	0,18502	0,19577	0,20458	0,21770	0,22656	0,23263	0,23686

Tabelul 2.4 (continuare)

$\frac{B}{z}$	$\frac{L}{z}$								
	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10	∞
0,1	0,03111	0,03138	0,03150	0,03158	0,03160	0,03161	0,03162	0,03162	0,03162
0,2	0,06100	0,06155	0,06178	0,06194	0,06199	0,06201	0,06202	0,06202	0,06202
0,3	0,08867	0,08948	0,08982	0,09007	0,09014	0,09017	0,09018	0,09019	0,09019
0,4	0,11342	0,11450	0,11495	0,11527	0,11537	0,11541	0,11543	0,11544	0,11544
0,5	0,13496	0,13628	0,13684	0,13724	0,13737	0,13741	0,13744	0,13745	0,13745
0,6	0,15326	0,15483	0,15550	0,15598	0,15612	0,15617	0,15621	0,15622	0,15623
0,7	0,16856	0,17036	0,17113	0,17168	0,17185	0,17191	0,17195	0,17196	0,17197
0,8	0,18119	0,18321	0,18407	0,18469	0,18488	0,18496	0,18500	0,18502	0,18502
0,9	0,19152	0,19375	0,19470	0,19540	0,19561	0,19569	0,19574	0,19576	0,19576
1,0	0,19994	0,20236	0,20341	0,20417	0,20440	0,20449	0,20455	0,20457	0,20458
1,2	0,21235	0,21512	0,21633	0,21722	0,21749	0,21760	0,21767	0,21769	0,21770
1,4	0,22058	0,22364	0,22499	0,22600	0,22632	0,22644	0,22652	0,22654	0,22656
1,6	0,22610	0,22940	0,23088	0,23200	0,23236	0,23249	0,23258	0,23261	0,23263
1,8	0,22986	0,23334	0,23495	0,23698	0,23935	0,23671	0,23681	0,23684	0,23686
2,0	0,23247	0,23614	0,23782	0,23912	0,23954	0,23970	0,23981	0,23985	0,23987
2,5	0,23614	0,24010	0,24196	0,24344	0,24392	0,24412	0,24425	0,24429	0,24432
3,0	0,23782	0,24196	0,24394	0,24554	0,24608	0,24630	0,24646	0,24650	0,24654
4,0	0,23912	0,24344	0,24554	0,24729	0,24791	0,24817	0,24836	0,24842	0,24846
5,0	0,23954	0,24392	0,24608	0,24791	0,24857	0,24885	0,24907	0,24914	0,24919
6,0	0,23970	0,24412	0,24630	0,24817	0,24885	0,24916	0,24939	0,24946	0,24952
8,0	0,23981	0,24425	0,24646	0,24836	0,24907	0,24939	0,24964	0,24973	0,24980
10,0	0,23985	0,24429	0,24650	0,24842	0,24914	0,24946	0,24973	0,24981	0,24989
∞	0,23987	0,24432	0,24654	0,24846	0,24919	0,24952	0,24980	0,24989	0,25000



cipiului suprapunerii efectelor efortul vertical în punctul X este egal cu de patru ori efortul într-unul din colțuri (v. exemplul de calcul 2.6). Modul de lucru

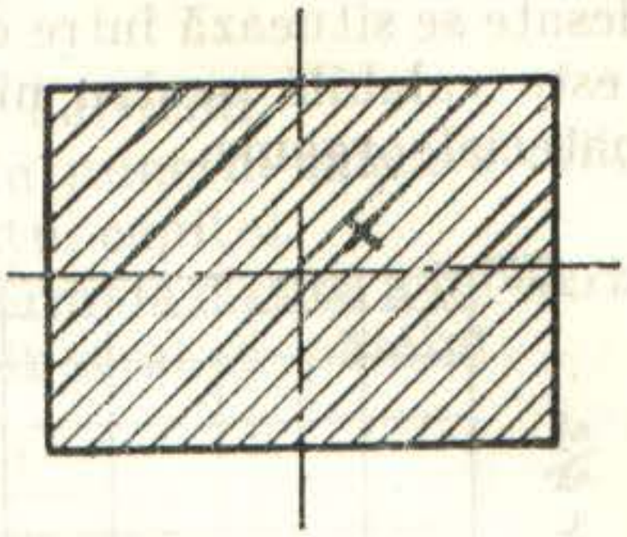


Fig. 2.24. Calculul tasării în centrul unei fundații dreptunghiulare flexibile de dimensiuni mari.

pentru obținerea distribuției eforturilor prin metoda Newmark sub suprafețe de încărcare de formă neregulată a fost descris de Terzaghi și Peck [2.18].

Evaluarea tasărilor fundațiilor pe pământuri necoezive

Așa cum s-a arătat, tasarea pământurilor necoezive — nisipuri, pietrișuri umpluturi din materiale granulare — are loc aproape imediat după ce s-a instalat pe ele sarcina transmisă de fundație. Din cauza dificultăților la luarea probelor din aceste pământuri, nu există practic un procedeu corespunzător de laborator pentru determinarea caracteristicilor lor de consolidare. În consecință, tasările pământurilor necoezive se evaluează prin metode semiempirice, fie prin extrapolarea rezultatelor obținute la încărcările pe plăci, fie din datele furnizate de încercările de penetrare statică.

Evaluarea tasărilor pe baza încărcărilor pe plăci

Relația între tasarea S_0 a unei plăci de încărcare de diametru D_0 solicitată de o anumită sarcină pe unitatea de suprafață și tasarea S a unei fundații de diametru D solicitată de aceeași sarcină pe unitatea de suprafață a fost stabilită inițial în anul 1948 de Terzaghi și Peck. Ea a fost exprimată aproximativ printr-o ecuație, care este redată în continuare în forma dată de Bjerrum și Eggestad [2.19]:

$$\frac{S}{S_0} = \frac{4}{\left(1+\frac{D}{D_0}\right)^2} \tag{2.17}$$

unde: S este tasarea fundației de diametru D;
S_0 — tasarea unei plăci de încărcare tipizate de diametru D_0 încărcată cu aceeași presiune.

Relația grafică indicată de Terzaghi și Peck între S/S_0 și D/D_0, derivată din ecuația (2.19) este reprezentată cu linie continuă în fig. 2.25. Prin diferite observații și măsurători în natură, Bjerrum și Eggestad au ajuns însă la concluzia că

valorile raportului S/S_0 sînt întrucîtva mai ridicate. Ei au obținut cele trei curbe — medie, maximă și minimă — redate prin linii întrerupte în fig. 2.25. Rezultatele înregistrate arată că punctele corespunzînd fundațiilor așezate pe nisipuri îndesate se situează între curba medie și cea inferioară, în timp ce curba superioară este valabilă pentru nisipurile foarte afînate, avînd și un conținut redus de material organic.

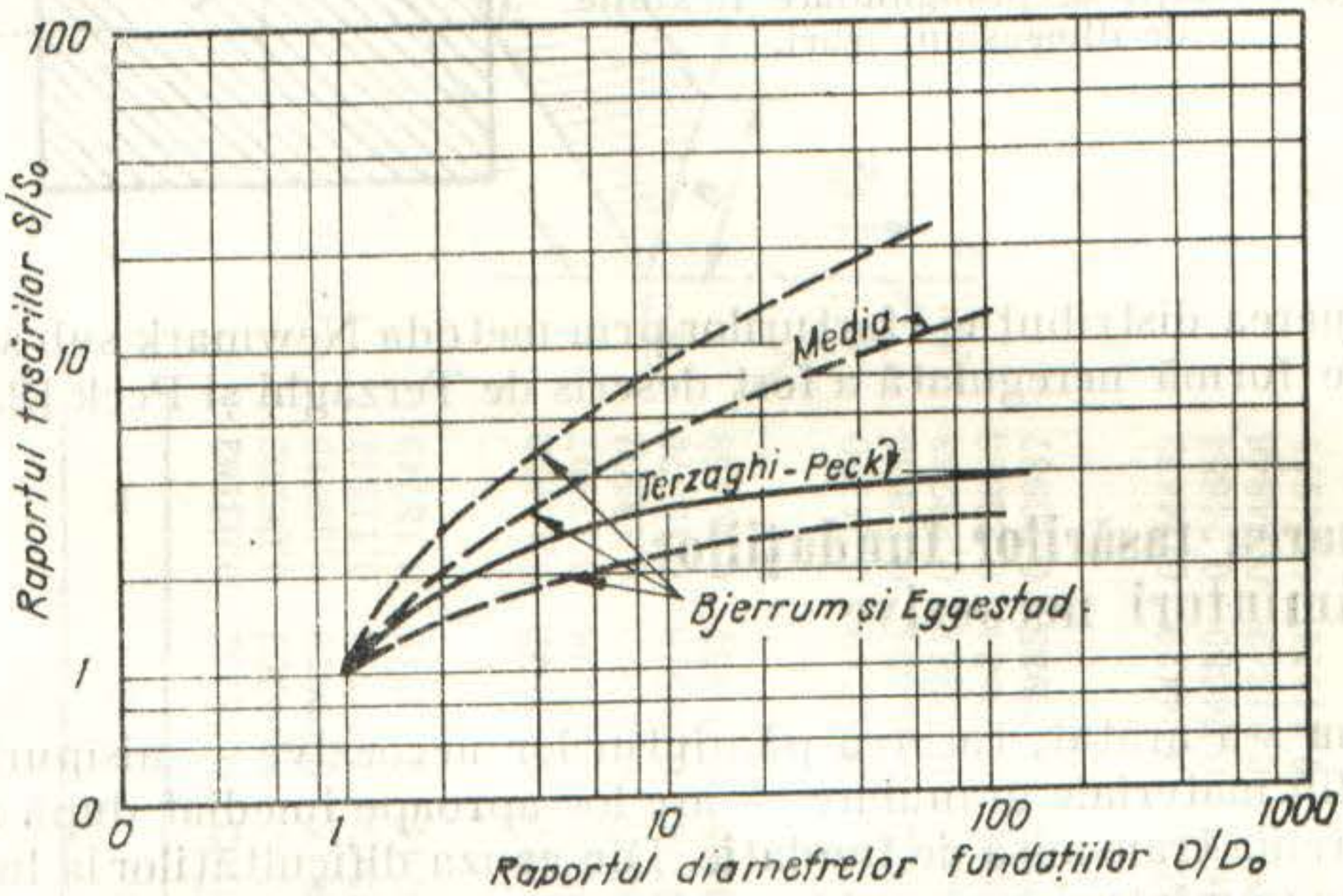


Fig. 2.25. Relația aproximativă între raportul tasărilor S/S_0 și raportul dimensiunilor fundațiilor (Bjerrum și Eggestad [2.19]).

Folosirea fig. 2.25 la evaluarea tasărilor se bazează pe presupunerea că greutatea volumică a pămîntului din zona activă a fundației este asemănătoare cu cea existentă sub placa de încărcare. Aceasta poate fi în linii mari adevărat atunci cînd diametrul plăcii este apropiat de dimensiunile fundației, însă în cazul fundațiilor mari, a căror zonă activă se extinde pînă la o adîncime considerabilă, este de așteptat ca între greutățile volumice (stările de îndesare) respective să fie diferențe apreciabile. O evaluare mai realistă poate fi obținută efectuînd mai multe încărcări pe placă în diferite puncte din cadrul zonei active și luînd pentru S_0 care se introduce în ecuația (2.17) o valoare medie. O astfel de soluție este însă foarte costisitoare, mai ales dacă încărcările se fac sub nivelul apei subterane. Din această cauză, pentru fundațiile mari și adînci se preferă în general metoda bazată pe penetrări cu conul, care se descrie în cele ce urmează. Încărcările pe placă sînt totuși singurul procedeu aplicabil în cazul pămînturilor care conțin pietre mari sau bolovani, care ar împiedica orice încercare de penetrare.

Evaluarea tasărilor pe baza penetrărilor statice cu conul

Metoda propusă de De Beer și Martens [2.20] pentru evaluarea tasărilor pornind de la încercările de penetrare statică a fost aplicată inițial în Belgia extinzîndu-se însă ulterior în toată lumea. Exemplele concrete publicate [2.21]

arată că metoda dă rezultate bune. Autorii săi au folosit următoarea formulă empirică elaborată de Buismann pentru constanta de compresibilitate C

$$C = \frac{3}{2}\frac{C_{kd}}{p_0} \tag{2.18}$$

unde: C_{kd} este rezistența statică pe con, în daN/cm²;
p_0 — sarcina geologică efectivă în punctul măsurătorii, așa cum a fost definită la începutul acestui capitol.

Valoarea constantei C este introdusă în formula clasică a lui Terzaghi pentru calculul tasării prin consolidare a unui anumit strat de pământ:

$$\rho_f = \frac{H}{C}\ln\frac{p_0+\sigma_z}{p_0} \tag{2.19}$$

unde: ρ_f este tasarea finală, în cm, a unui strat de grosime H, în cm;
p_0 — sarcina geologică efectivă inițială medie (înainte de executarea fundației);
σ_z — efortul vertical produs în centrul stratului de către presiunea netă exercitată de fundație q_n.

Metoda preconizată de De Beer și Martens constă în fragmentarea curbei rezultate din penetrare în zone (strate) distincte, caracterizate printr-o valoare constantă a rezistenței, egală aproximativ cu media citirilor efective (fig. 2.26). Această valoare C_{kd}, stabilită pentru fiecare strat în parte, este folosită la calculul constantei de compresibilitate prin relația (2.18). Tasarea se calculează separat pentru fiecare strat situat în interiorul zonei active a fundației; prin însumarea valorilor astfel obținute rezultă tasarea totală a terenului.

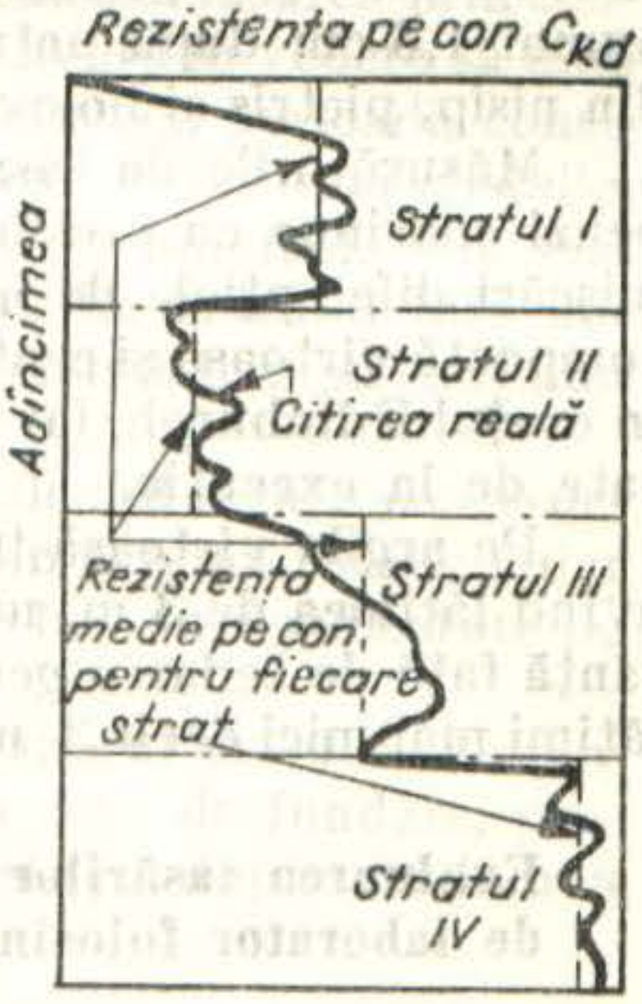


Fig. 2.26.

Este rațional, deși nu a fost prevăzut de De Beer și Martens, ca tasările calculate prin relația (2.19) să fie reduse printr-un factor de adîncime și un factor de rigiditate, dacă este cazul. Acești factori se aplică de obicei la tasările calculate ale fundațiilor pe argilă; modul în care se obțin va fi expus mai departe, în acest capitol.

Metoda pentru calculul eforturilor verticale în funcție de adîncimea sub talpa fundației a fost expusă mai înainte. Chiar atunci cînd rezistența pe con este uniformă pe o adîncime mare în cadrul zonei active, este totuși necesar să se facă împărțirea pe strate de calcul, deoarece valorile σ_z descresc rapid o dată cu creșterea adîncimii sub fundație.

Tasările calculate pe baza rezistenței medii pe con constituie, după De Beer și Martens, limitele superioare ale tasărilor probabile, de unde rezultă că presiunile admisibile care se stabilesc pe criteriul limitării tasărilor trebuie luate cu o oarecare acoperire.

Dacă penetrările efectuate în mai multe puncte pe amplasamentul unei viitoare fundații au dat rezultate variate, se recomandă calcularea tasărilor pro-

babile maxime, minime şi medii, pornind de la valorile maxime, minime şi respectiv medii ale rezistenţelor pe con măsurate. În felul acesta se va obţine o imagine a înclinării sau a tasărilor diferenţiale probabile ale fundaţiei.

Evaluarea tasărilor pe pămînturi argiloase

În cazul în care alegerea probelor de pămînt şi interpretarea rezultatelor încercărilor s-au făcut cu grijă şi discernămînt, calculul tasărilor efectuat cu metoda expusă în paginile următoare poate oferi o prognoză destul de fidelă a mărimii tasărilor fundaţiei şi a ritmului lor de desfăşurare pe pămînturi argiloase.

În general, tasările construcţiilor fundate pe argile foarte vîrtoase sau tari supraconsolidate, pot fi neglijate, cu excepţia cazurilor cînd construcţiile sînt deosebit de mari şi grele sau dacă structura lor poate suferi degradări chiar la tasări diferenţiale mici. Terzaghi [2.22] consideră că tasarea reală a unei argile preconsolidate este de 2—5 ori mai mică decît valoarea dedusă din încercările de compresiune în laborator efectuate pe probe netulburate prelevate din argila respectivă.

Reactorul nuclear de la Windscale [2.23] cu greutatea de 570 000 kN a fost fundat pe un radier cu dimensiunile în plan de 60×30 m şi cu grosimea de 3 m. Deşi presiunile efective pe teren sînt de ordinul a 2,5—3 daN/cm², tasarea uniformă a radierului, aşezat pe depozite groase glaciare, a fost de numai 1,6 cm după patru ani de la execuţie. Depozitele menţionate constau din nisip, pietriş şi bolovani înglobaţi într-o masă compactă de praf şi argilă.

Măsurătorile de tasare la blocuri de locuinţe cu trei niveluri, fundate pe benzi continue cu presiuni pe teren de circa 1,5 daN/cm², au avut ca rezultat mişcări diferenţiale de numai 1,3 cm între colţurile blocului fundate pe argilă compactă vîrtoasă şi centrul blocului fundat pe stîncă tare. Blocurile sînt situate în oraşul Edinburgh, iar măsurătorile s-au făcut pe o perioadă de un an şi jumătate de la execuţie.

Pe argila vîrtoasă tipică de Londra, tasarea fundaţiilor de mică adîncime avînd lăţimea de 3 m, nu depăşeşte 5 cm, dacă valoarea coeficientului de siguranţă faţă de cedarea generală nu este mai mică decît 3. Tasarea fundaţiilor cu lăţimi mai mici decît 3 m va fi în mod corespunzător mai redusă.

Evaluarea tasărilor pe bază de încercări de laborator folosind teoria consolidării

Modul de calcul descris în paginile următoare se bazează pe modificările aduse de Skempton şi Bjerrum [2.25] teoriei consolidării elaborate de Terzaghi [2.24]. Acesta din urmă considerase că procesul de consolidare are un caracter unidimensional. Compararea tasărilor măsurate cu cele calculate arată că metoda respectivă subestimează viteza de tasare. Ulterior au fost publicate alte teorii, care urmăresc să reprezinte într-un mod mai apropiat de realitate procesul de consolidare, însă în majoritatea cazurilor aplicarea lor în practică este dificilă. În orice caz, valoarea tasărilor construcţiilor pe pămînturi relativ vîrtoase este relativ mică; din această cauză, rafinamentele de calcul nu au rost, mai ales

atunci cînd variațiile naturale de compresibilitate ale pămîntului pot duce la diferențe de tasări mai mari decît cele dintre valorile calculate prin diferite metode. Adoptarea unor metode mai complicate de calcul, cu luarea în considerare a deformațiilor spațiale, se justifică numai în cazul construcțiilor mari și grele așezate pe pămînturi compresibile, moi.

Fazele calculului tasărilor sînt următoarele:

1) *Alegerea profilului tip al terenului*. Un astfel de profil tip, caracteristic pentru amplasamentul considerat, trebuie să cuprindă adîncimile medii ale diferitelor strate de pămînt, cu precizarea valorilor medii ale indicelui de compresiune (sau coeficientului de compresibilitate volumică) și ale coeficientului de consolidare pentru fiecare strat. În cazul stratelor groase de argilă, compresibilitatea nu trebuie considerată constantă pe întreaga adîncime a stratelor. În mod obișnuit argilele prezintă o descreștere progresivă a compresibilității și o creștere a modulului elastic înspre adîncime. Se întîmplă deseori ca fișele de foraj și rezultatele încercărilor geotehnice să indice variații mari ale adîncimilor stratelor și ale compresibilității lor. În astfel de situații, alegerea unui profil reprezentativ necesită experiență și mult simț tehnic. Pentru construcțiile mari și importante este util să se calculeze tasările atît pentru stratul cel mai compresibil și mai gros, cît și pentru stratul cel mai puțin compresibil și mai subțire, din compararea celor două rezultate obținîndu-se o idee asupra tasărilor diferențiale care ar fi de așteptat în cazul cînd cele două situații extreme ar exista chiar pe suprafața construcției.

2) *Stabilirea sarcinii care produce tasarea*. Cînd se calculează tasarea prin consolidare pe o perioadă îndelungată este esențial ca sarcina avută în vedere să aibă o valoare realistă și reprezentativă, exercitîndu-se pe întreaga perioadă considerată. Situația diferă de cea corespunzătoare determinării presiunii admisibile, cînd se ține seama de încărcările cele mai mari acționînd în condițiile cele mai defavorabile, iar sarcina utilă se consideră în întregime. La calculul tasărilor însă, sarcinile utile se iau cu o valoare medie, socotită că persistă în mod continuu pe întreaga durată a consolidării pămîntului.

De sarcina produsă de vînt se ține seama numai la calculul tasării construcțiilor înalte, unde ea reprezintă o proporție însemnată din sarcina totală; chiar și în aceste situații, se au în vedere numai vînturile care bat cu regularitate pe întreaga perioadă considerată.

Calcularea tasărilor prin consolidare se bazează pe sporul de efort efectiv vertical produs de încărcările transmise de fundație. La cota de fundare, presiunea efectivă verticală înainte de execuția construcției este p_0; după terminarea acesteia, efortul vertical efectiv devine

$$q-\gamma_w h. \tag{2.20}$$

Astfel, creșterea efortului vertical efectiv la cota de fundare este

$$q-\gamma_w h-p_0=q-\gamma_w h-(p-\gamma_w h)= \tag{2.21}$$
$$=q-p=q_n \text{ din relația (2.2).}$$

3) *Calculul distribuției presiunilor și eforturilor*. Distribuția efortului vertical efectiv rezultat din sarcina geologică p_0 și cea a efortului σ_z produs de presiunea netă din fundație q_n sînt reprezentate în fig. 2.27. Valorile σ_z la diferite adîncimi sub fundație se determină prin metodele descrise mai înainte în acest capitol.

În cazul stratelor groase de pămînt compresibil nivelul cel mai de jos considerat în calculul tasărilor este punctul în care efortul vertical σ_z este relativ mic, de exemplu de ordinul a 0,1—0,2 daN/cm².

4) *Calculul tasării prin consolidare* ρ_c. Dacă rezultatele încercărilor în edometru permit cunoaşterea variaţiei compresibilităţii pămîntului, este preferabil ca tasarea prin consolidare ρ_c să se calculeze din valorile coeficientului de compresibilitate volumică m_v determinat din încercările în edometru.

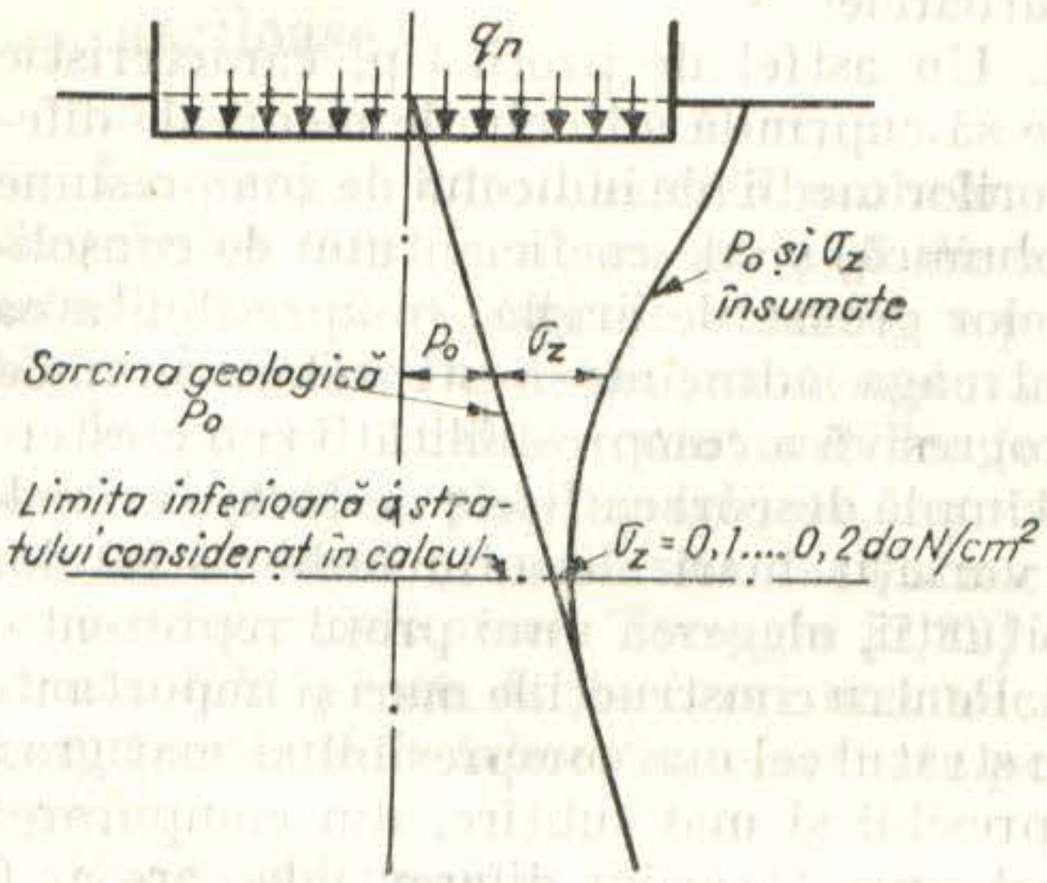


Fig. 2.27. Distribuţia sarcinii geologice şi efortuilor verticale într-un strat gros de argilă.

Skempton şi Bjerrum [2.25] au arătat că tasarea reală prin consolidare ρ_c poate fi mai mică decît cea calculată pornind de la rezultatele de laborator. Ei au stabilit relaţia

$$\rho_c = \mu \cdot \rho_{ed} \qquad (2.22)$$

în care: μ este un coeficient care depinde de natura argilei;

şi ρ_{ed} — tasarea calculată pe baza încercărilor în edometru.

Skempton şi Bjerrum au pus în legătură coeficientul μ cu coeficientul presiunii apei din pori determinat din încercări de compresiune triaxială în regim nedrenat şi cu dimensiunile suprafeţei de încărcare. Pentru cazurile practice curente, valoarea μ sepoate însă stabili astfel:

Natura argilei	*Valoarea* μ
Argile foarte sensitive (aluvionare moi, de estuar şi marine)	1,0—1,2
Argile normal consolidate	0,7—1,0
Argile supraconsolidate (argilă de Londra, argile de Weald, Kimmeridge, Oxford şi liasice)	0,5—0,7
Argile foarte supraconsolidate (argile cu pietriş-glaciare, marnă de Keuper)	0,2—0,5

Pentru argila de Londra, μ se ia în general egal cu 0,5.

Tasarea edometrică ρ_{ed}, în cm, a unui strat de pămînt se calculează cu formula

$$\rho_{ed} = m_v \times \sigma_z \times H \qquad (2.23)$$

unde: m_v este valoarea medie a coeficientului de compresibilitate volumică, în cm²/daN, obţinut pentru creşterea de presiune efectivă în stratul considerat;

σ_z — valoarea medie a efortului vertical efectiv, în daN/cm², la care a fost supus stratul considerat sub acţiunea presiunii nete din fundaţie q_n;

H — grosimea, în cm, a stratului considerat.

Valorile ρ_{ed} şi respectiv ρ_c obţinute pentru fiecare strat se însumează, stabilindu-se astfel tasarea totală prin consolidare a terenului sub fundaţie.

Dacă pentru o anumită suprafață de încărcare se dispune de numai una sau două încercări în edometru, este mai convenabil ca ρ_{ed} să fie determinat direct din curbele de compresiune — porozitate obținute prin aceste încercări, după cum urmează:

Pentru argilele normal consolidate, cum sînt cele estuarice sau marine, se vor folosi în calcul curbele de compresiune primare. Pentru argilele preconso-

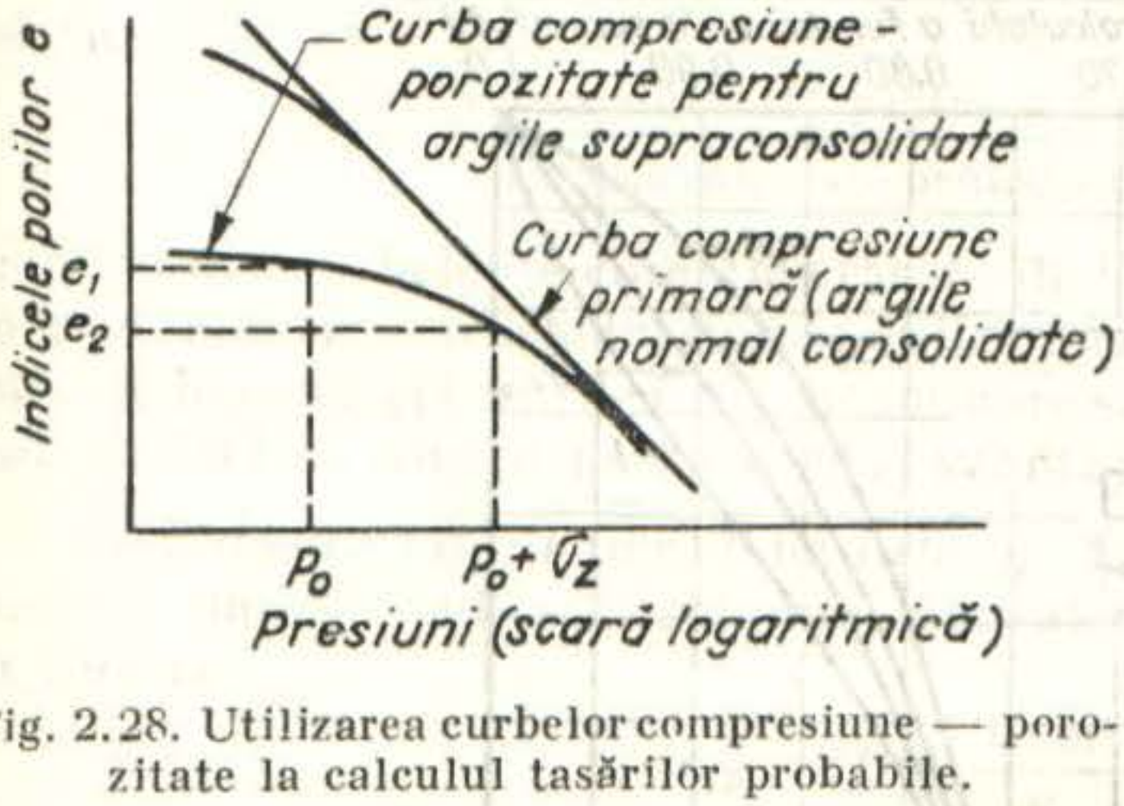


Fig. 2.28. Utilizarea curbelor compresiune — porozitate la calculul tasărilor probabile.

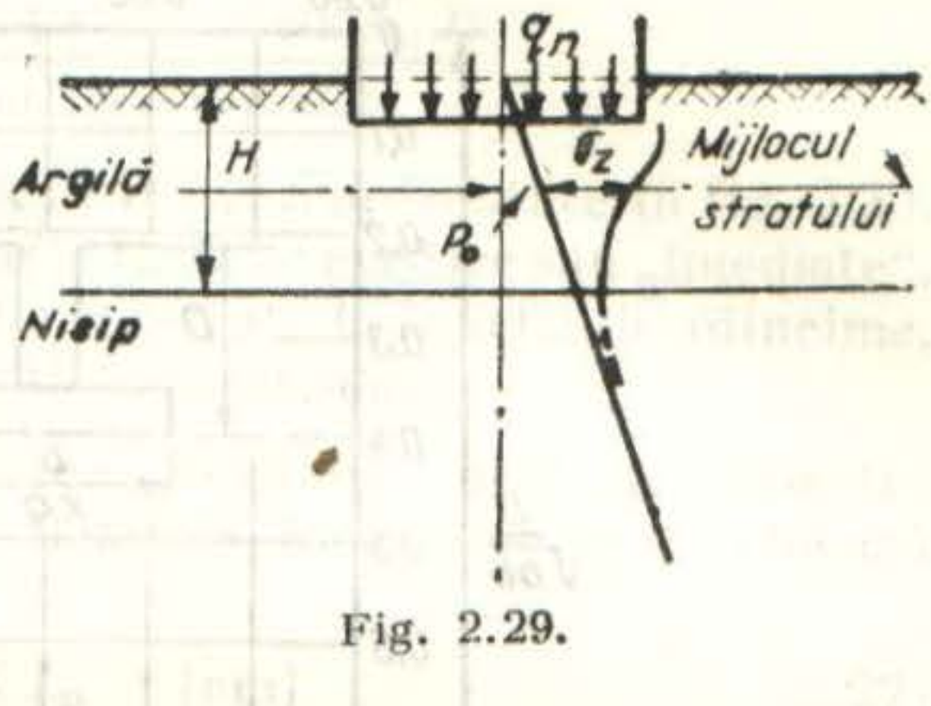


Fig. 2.29.

lidate sau supraconsolidate, cum sînt cele glaciare, de Londra, Woolwich și Reading, Gault și Weald, Kimmeridge, Oxford și liasice, se vor utiliza curbele reale de presiune — porozitate. Curbele tipice pentru argilele normal consolidate și pentru cele supraconsolidate sînt prezentate în fig. 2.28.

Pentru argilele obișnuite cu compresibilitate mică sau mijlocie, o indicație aproximativă cu privire la coeficientul de compresibilitate C_c, respectiv la panta curbei de compresiune primare reprezentată la scară semilogaritmică este dată de expresia

$$C_c = 0{,}009(L_w - 10\,\%) \tag{2.24}$$

unde L_w este limita de curgere a argilei.

Referitor la fig. 2.29, scăderea indicelui porilor ca urmare a creșterii efortului vertical datorită sarcinii fundației se consideră pentru centrul stratului de argilă de grosime H. Astfel, pentru situația inițială (neîncărcată), valoarea inițială a indicelui porilor e_1 se citește din curba $p-e$ (fig. 2.28) în dreptul presiunii corespunzătoare sarcinii geologice inițiale p_0 în centrul stratului. După ce a fost aplicată sarcina fundației, presiunea inițială p_0 a crescut cu efortul vertical σ_z generat în centrul stratului de presiunea netă a fundației q_n. Valoarea finală a indicelui porilor e_2 se citește astfel din curba $p-e$ în dreptul presiunii $p_0 + \sigma_z$. Scăderea în grosime a stratului, sau cu alte cuvinte tasarea edometrică ρ_{ed} după consolidarea completă, este dată de relația

$$\rho_{ed} = \frac{H}{1+e_1}(e_1 - e_2) \tag{2.25}$$

sau în cazul în care s-a pornit în calcul cu coeficientul de consolidare, tasarea finală se determină din

$$\rho_{ed} = \frac{H}{1+e_1} C_c \log \frac{p_0 + \sigma_z}{p_0}\,. \tag{2.26}$$

La fel ca mai înainte,

$$\rho_c = \mu \cdot \rho_{ed}.$$

Dacă depozitul argilos prezintă variaţii apreciabile de compresibilitate în funcţie de adîncime, tasarea trebuie determinată separat pentru fiecare strat de calcul, tasarea totală finală fiind suma tasărilor fiecărui strat în parte. Pentru

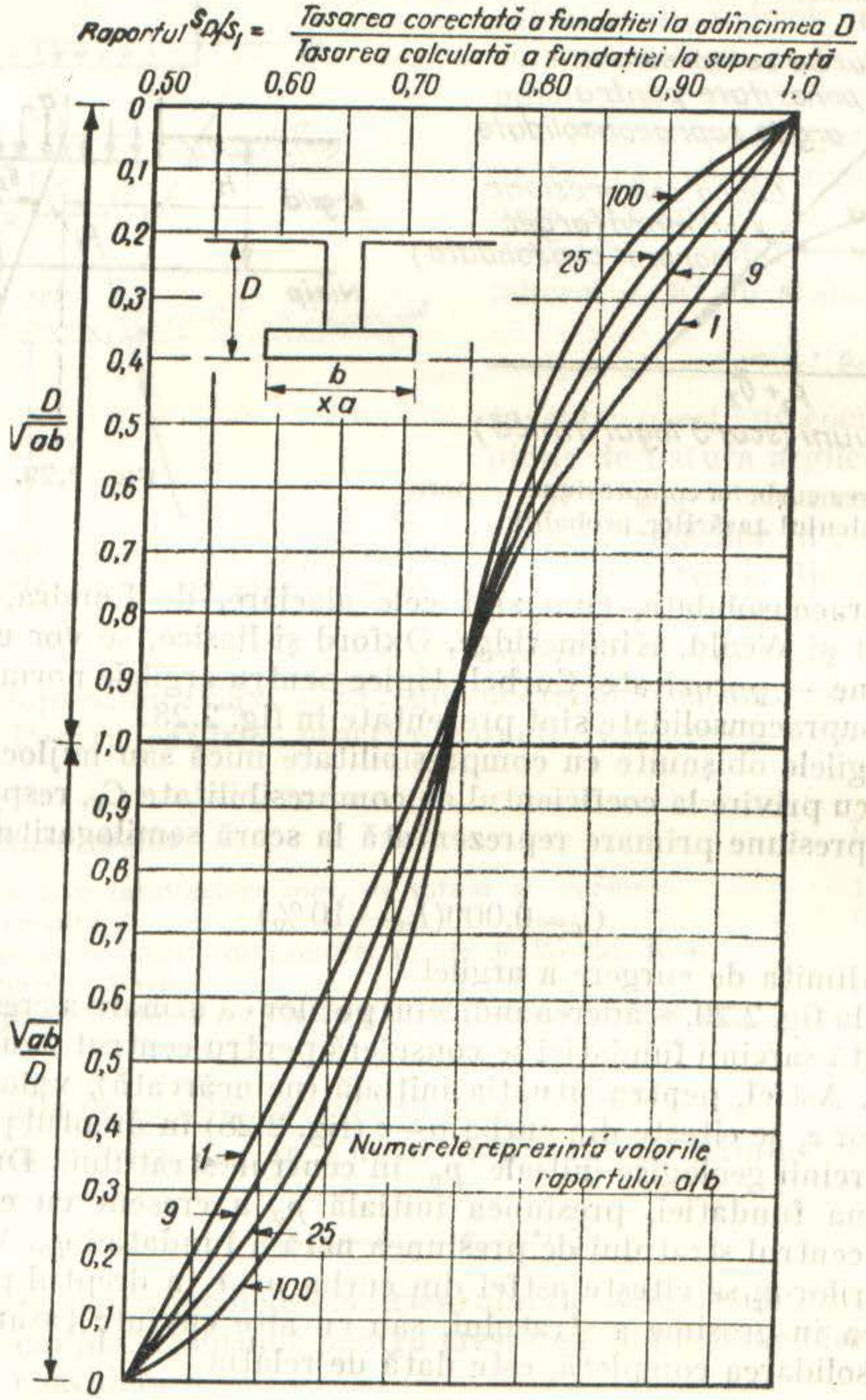


Fig. 2.30. Curbele de corecţie propuse de Fox pentru calculul tasării elastice a fundaţiilor dreptunghiulare situate la adîncime.

stratele groase de argilă este de obicei necesar să se ia în considerare mai multe strate separate, pentru a se ţine seama de variaţiile de compresibilitate, precum şi de efectul variaţiei indicelui porilor ca urmare a scăderii rapide a efortului

vertical odată cu creşterea adîncimii. Tasarea finală netă se calculează separat pentru fiecare strat, după care valorile respective se însumează, pentru a se obţine tasarea totală finală netă pentru întreaga adîncime a depozitului argilos influenţat de încărcarea din fundaţie.

Valoarea calculată ρ_c se corectează prin aplicarea unui „factor de adîncime". Acesta depinde de raportul dintre adîncimea şi suprafaţa fundaţiei şi de raportul dintre lungimea şi lăţimea acesteia. Valorile factorului de adîncime sînt date de relaţia

$$\frac{\text{Tasarea corectată pentru o fundaţie la adîncimea } D}{\text{Tasarea calculată pentru o fundaţie la suprafaţă}}$$

se obţin din curbele de corecţie trasate de Fox [2.16] şi reprezentate în fig. 2.30. În mod teoretic, curbele lui Fox se aplică numai la tasările elastice sau „imediate", dar este logic ca şi tasările prin consolidare să fie corectate în funcţie de adîncime, metoda lui Fox constituind o soluţie avantajoasă în acest sens.

5) *Calculul tasării imeadiate nele* ρ_i. Tasarea „imediată" netă ρ_i, respectiv tasarea elastică sub centrul unei suprafeţe flexibile încărcate, se calculează cu relaţia

$$\rho_i = q_n \times 2B \times \frac{1-m^2}{E} \times I_p \quad \text{[cm]} \tag{2.27}$$

unde B este lăţimea fundaţiei, în cm (v. nota de la baza fig. 2.32);
E — modulul de elasticitate al argilei, în daN/cm²;
m — modulul lui Poisson pentru argilă (care se ia în general egal cu 0,5);
q_n — presiunea netă exercitată de fundaţie, în daN/cm²;
I_p — factorul de influenţă.

Valorile E se obţin pe baza curbei efort — deformaţie din încercări de compresiune triaxială efectuate cu o presiune laterală egală cu sarcina geologică, aşa cum se arată în fig. 2.31. Valoarea modulului de elasticitate poate suferi scăderi apreciabile datorită tulburării probelor, fapt care conduce la supraevaluarea tasării imediate. În cazul cînd curba efort — deformaţie nu prezintă o porţiune dreaptă clară, se uneşte printr-o dreaptă originea axelor cu punctul care corespunde aproximativ cu efortul produs de presiunea netă a fundaţiei. Panta acestei coarde (cunoscută şi sub numele de „modul secant") este considerată drept valoarea lui E.

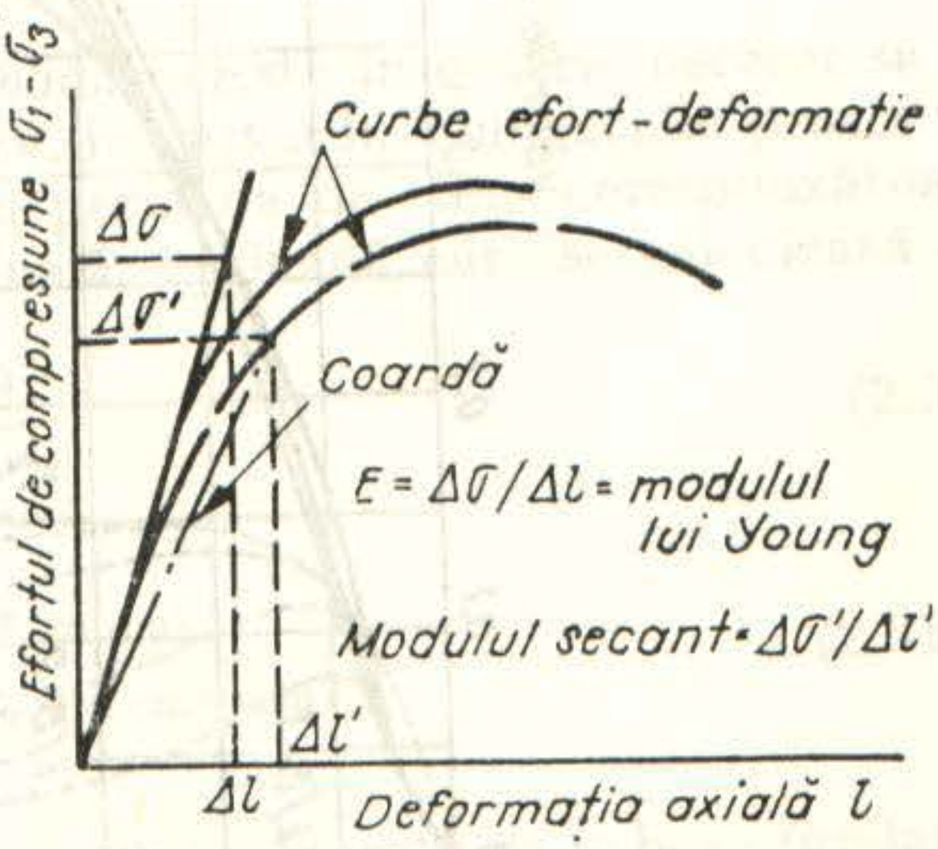


Fig. 2.31. Calculul modulului de elasticitate al argilei pe baza curbei efort — deformaţie determinată prin încercări de compresiune triaxială.

Factorul I_p este dependent de raportul dintre lungimea şi lăţimea fundaţiei şi de grosimea H a stratului compresibil. Terzaghi [2.26] a elaborat o metodă pentru calculul acestui factor pe baza curbelor deduse de Steinbrenner.

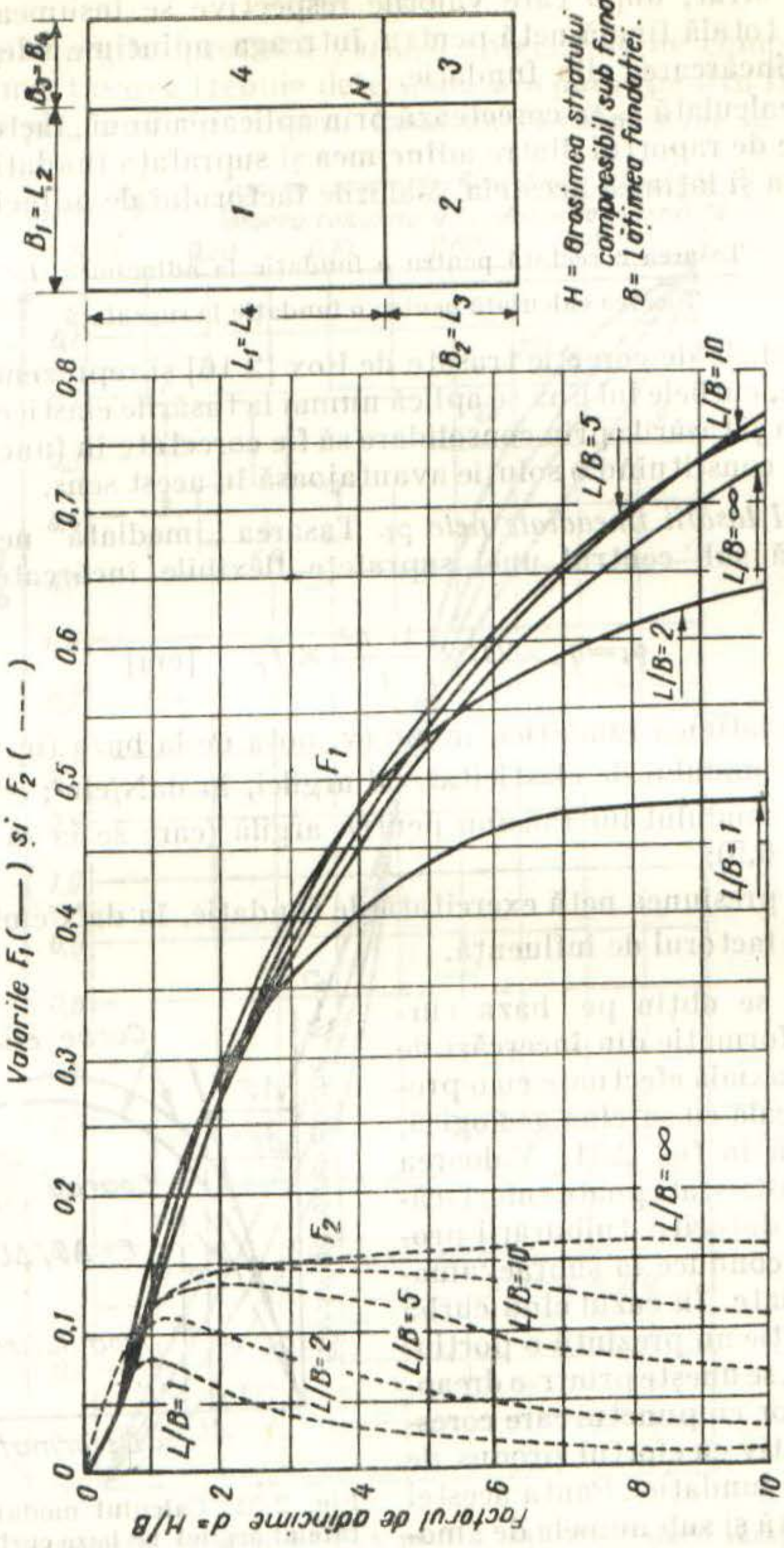


Fig. 2.32. Calculul tasărilor imediate ale unei fundații flexibile așezate la suprafața unui strat elastic (Steinbrenner [2.27]).

N o t ă. La calculul tasării în centrul fundației, în rapoartele H/B și L/B se va considera B egal cu jumătatea lățimii fundației.

— pentru un modul Poisson egal cu 0,5, $I_p = F_1$;
— pentru un modul Poisson egal cu zero, $I_p = F_1 + F_2$.

Valorile F_1 și F_2 pentru diferite rapoarte H/B și L/B sînt date în fig. 2.32. Tasările elastice nu se vor calcula pentru grosimi H mai mari decît 4 B. Dacă trebuie calculată tasarea ρ_i la colțul suprafeței de încărcare se va folosi următoarea formulă:

$$\rho_{i\ colț} = q_n \times B \times \frac{1-m^2}{E} \times I_p. \qquad (2.28)$$

Tasarea imediată într-un punct oarecare N (fig. 2.32) este dată de

$$\rho_{iN} = \frac{q_n}{E}(1-m^2)(I_{p1} B_1 + I_{p2} B_2 + I_{p3} B_3 + I_{p4} B_4). \qquad (2.29)$$

În practică se obișnuiește să se calculeze ρ_i pentru diferite strate caracteristice de pămînt aflate sub fundație și să se adune valorile astfel obținute pentru a se căpăta valoarea tasării imediate totale. În cazul fundațiilor rigide, ca de exemplu grinzi înalte, radiere, blocuri masive, tasarea imediată în centru se reduce, înmulțindu-se cu un coeficient de rigiditate, care în mod curent se ia egal cu 0,8.

$$\frac{\text{Tasarea imediată a fundației rigide}}{\text{Tasarea imediată în centrul unei fundații flexibile}} = \text{aproximativ } 0{,}8.$$

Tasărilor imediate li se aplică și corecția de adîncime, așa cum s-a arătat puțin mai înainte pentru tasările prin consolidare (v. fig. 2.30).

6) *Evaluarea tasării finale* ρ_f. Tasarea finală este suma valorilor corectate ale tasării imediate și ale tasării prin consolidare:

$$\rho_f = \rho_i + \rho_c. \qquad (2.30)$$

7) *Evaluarea vitezei de tasare prin consolidare.* Este în general necesar să se cunoască viteza cu care fundațiile se tasează, în cursul îndelungatului proces de consolidare. Ea se exprimă de obicei prin perioada de timp corespunzătoare producerii a 50% sau 90% din tasarea finală, perioadă care se calculează cu ajutorul relației

$$t = \frac{Td^2}{C_v} \qquad (2.31)$$

sau, exprimat în centimetri și ani:

$$t\ (\text{ani}) = \frac{T\,d^2\ (\text{în cm})}{525\,000\ C_v\ (\text{în cm}^2/\text{min})} \qquad (2.31\ a)$$

unde: T este factorul de timp;
$d = H$ (grosimea stratului compresibil măsurată de la baza fundației pînă la punctul unde σ_z este mic, de exemplu de ordinul a 0,1—0,2 daN/cm²(în cazul drenării într-un singur sens;
sau $d = \frac{H}{2}$ în cazul drenării atît pe la partea superioară, cît și pe la cea inferioară a stratului argilos;
și C_v este coeficientul de consolidare mediu în gama de presiuni avută în vedere (obținut din încercări în edometru).

Valorile factorului de timp T pentru diferite grade de consolidare U sînt date în graficul din fig. 2.33.

Tasarea totală la timpul t este dată de

$$\rho_t = \rho_i + U \cdot \rho_c. \tag{2.32}$$

Tipul de curbă care trebuie luat în considerare din fig. 2.33 depinde de distribuția presiunilor. Cazurile tipice de distribuție a presiunilor sînt schițate

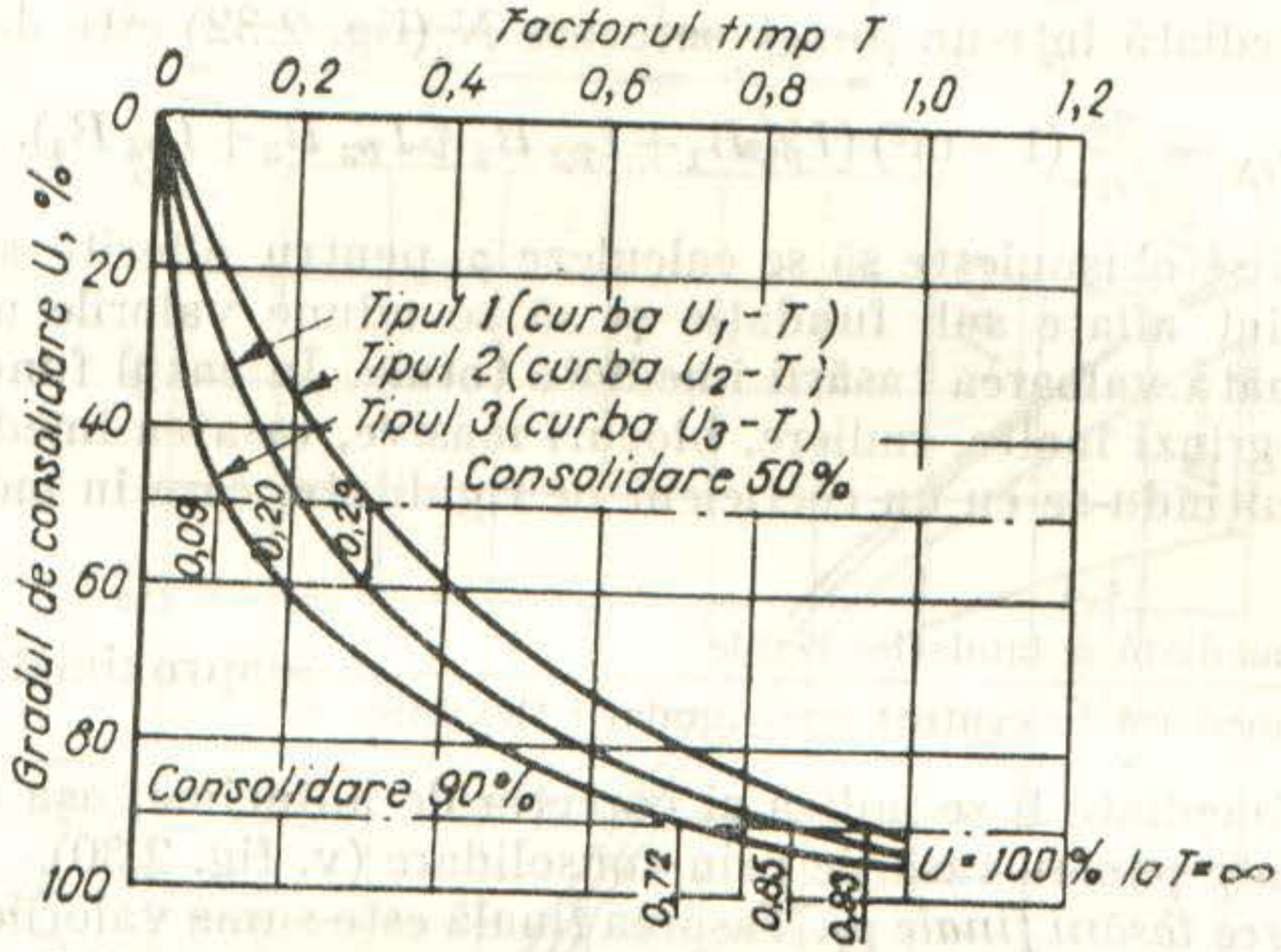


Fig. 2.33. Relația între gradul de consolidare și factorul timp.

în fig. 2.34. În cazul drenării în ambele sensuri, adică atunci cînd atît deasupra, cît și dedesubtul stratului compresibil se află un strat permeabil, se folosește un singur tip de curbă (tipul 1) pentru toate nodurile de distribuție a presiunii.

Cînd se analizează modul de drenare al unui strat de argilă se presupune întotdeauna că betonul din care este executată fundația se comportă ca un strat

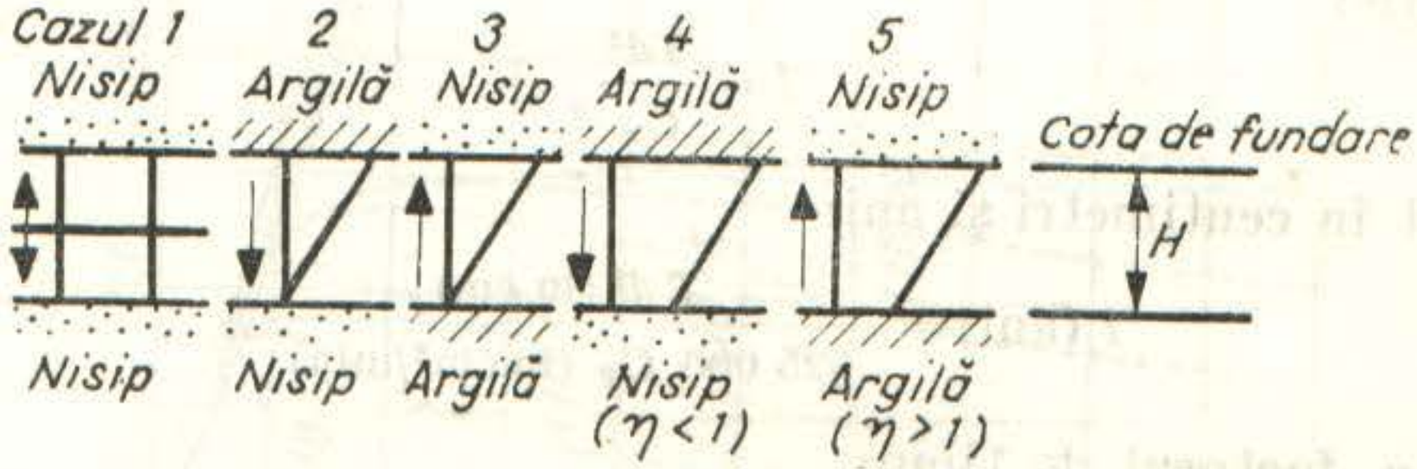


Fig. 2.34. Cazurile de distribuție a presiunilor. Săgețile indică direcția drenării.

$$\eta = \frac{\text{Presiunea la suprafața permeabilă}}{\text{Presiunea la suprafața impermeabilă}}$$

Pentru cazul 4, $U_4 = U_1 - \dfrac{1-\eta}{1+\eta}(U_1 - U_3)$, respectiv intermediar între U_1 și U_3.

Pentru cazul 5, $U_5 = U_1 + \dfrac{\eta-1}{\eta+1}(U_1 - U_2)$, respectiv intermediar între U_1 și U_2.

permeabil, pentru că într-adevăr betonul este mult mai permeabil decît majoritatea argilelor. Dacă însă fundația a fost realizată dintr-un material impermeabil, de exemplu dacă s-a executat o etanșare cu bitum a unei infrastructuri sau este vorba de un rezervor metalic îngropat, calculul vitezei de tasare ar trebui să se facă neapărat pe baza teoriei consolidării tridimensionale. Cu toate acestea, în practică se recurge rareori la un astfel de calcul, întrucît stratul de bitum se așază aproape întotdeauna pe un strat de bază masiv de beton, iar rezervoarele metalice de asemenea se plasează pe un pat de nisip sau piatră spartă; prin urmare, aproape în toate cazurile se poate aplica teoria clasică a consolidării unidimensionale.

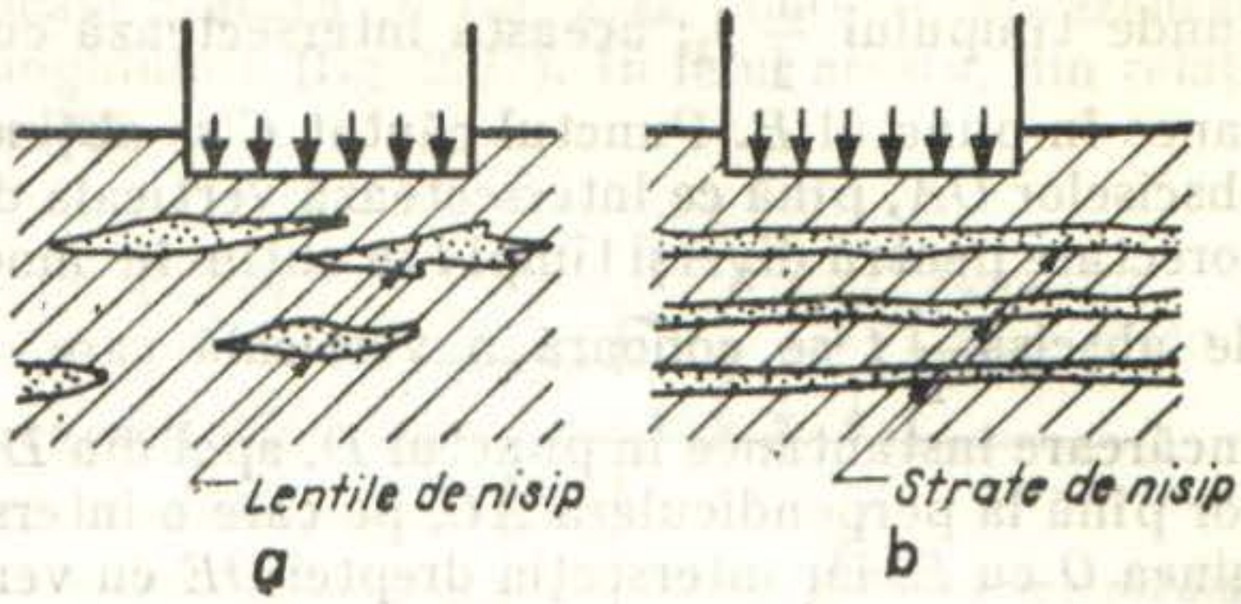


Fig. 2.35.

Depozitele argiloase conțin în mod frecvent strate subțiri de nisip, iar în cazul cînd aceste strate au continuitate, ele se comportă ca elemente de drenaj care măresc viteza de tasare. În multe cazuri însă — în special în argilele glaciare — nisipul se găsește sub formă de pungi sau lentile izolate, lipsite de debușeu. Dacă există îndoieli asupra posibilităților reale de drenare a interstratelor de nisip, se vor calcula vitezele de tasare în ambele cazuri — cu drenare și fără drenare — rezultatele fiind comparate și apreciate în funcție de semnificația lor relativă. Cele două cazuri descrise sînt ilustrate în fig. 2.35, *a* și *b*.

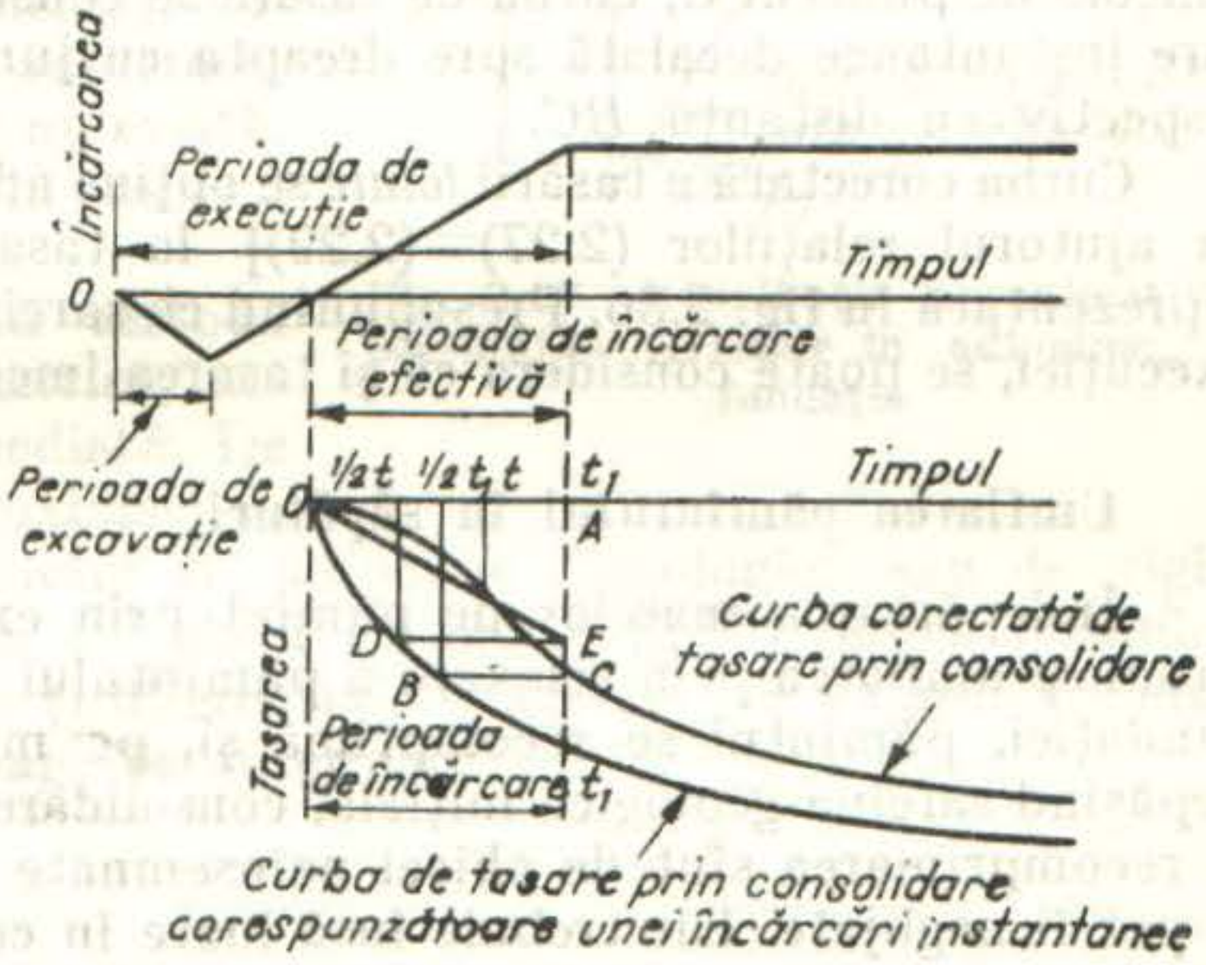


Fig. 2.36. Curba de tasare prin consolidare în perioada de execuție.

8) *Evaluarea tasărilor în perioada de execuție.* Uneori este necesar să se cunoască valoarea tasărilor probabile din timpul execuției construcției. De exemplu, trebuie să se știe cu cît se va tasa la execuție o fundație — radier de mari dimensiuni care urmează să susțină hala înaltă a unei uzine chimice, pentru ca toate conductele și celelalte legături cu exteriorul să poată fi pozate în mod corect la cota definitivă.

Curbele tipice de încărcare și de tasare a unei construcții în perioada de execuție și după darea în exploatare sînt reprezentate în fig. 2.36. Curba tasării nete, presupunînd că sarcina finală reprezentată de fundație ar fi fost aplicată în mod instantaneu, este trasată la partea de jos a figurii. Pentru a obține primul

punct C al curbei corectate (care ține seama de creșterea progresivă a sarcinii în perioada de execuție) se coboară mai întîi o perpendiculară pe axa absciselor (a timpului) din punctul A, știind că OA reprezintă timpul necesar execuției (timpul t_1). Se coboară apoi o altă perpendiculară dintr-un punct care corespunde timpului $\frac{1}{2} t_1$; aceasta intersectează curba tasării sub încărcare instantanee în punctul B. Punctul căutat C se obține ducînd din B o paralelă la axa absciselor OA, pînă ce intersectează verticala din A. Celelalte puncte ale curbei corectate pentru diverși timpi t se obțin în mod asemănător, astfel: din punctul de abscisă $\frac{1}{2} t$ se coboară o verticală care, intersectează curba tasării sub încărcare instantanee în punctul D, apoi din D se duce o paralelă la axa timpilor pînă la perpendiculara AC, pe care o intersectează în E. Se unește apoi originea O cu E, iar intersecția dreptei OE cu verticala coborîtă la timpul t reprezintă punctul intermediar, corespunzător acestui timp, pe curba corectată. Dincolo de punctul C, curba de tasare se consideră a fi curba tasării sub încărcare instantanee decalată spre dreapta cu jumătate din perioada de execuție, respectiv cu distanța BC.

Curba corectată a tasării *totale* se obține aducînd tasarea imediată [calculată cu ajutorul relațiilor (2.27)—(2.29)] la tasarea prin consolidare corectată, reprezentată în fig. 2.36. Presupunînd că sarcina efectivă crește liniar în timpul execuției, se poate considera că și tasarea imediată crește aproximativ liniar.

Umflarea pămîntului în săpături

Îndepărtarea maselor de pămînt prin executarea săpăturilor de fundații produce umflarea prin relaxare a pămîntului de sub săpătură. După realizarea fundației, pămîntul se recomprimă și, pe măsură ce sarcina aplicată crește, depășind sarcina geologică inițială, consolidarea pămîntului continuă. Umflarea și recomprimarea sînt de obicei neînsemnate în cazul fundațiilor puțin adînci și pot fi neglijate. Ele trebuie însă luate în considerare la execuția fundațiilor adînci, așa cum se va arăta mai departe, în cap. 5.

Exprimarea valorilor tasării în avizul geotehnic

Gradul de precizie care poate fi atins în calculele de tasare nu justifică trecerea în aviz a rezultatelor exacte obținute. În mod obișnuit, dacă tasarea nu depășește 2—3 cm, ea se exprimă în centimetri întregi. Pentru tasări mai mari, valorile se vor exprima din 2 în 2 cm, fiind precedate de cuvîntul „circa"; dacă valoarea calculată este mai mare decît 15 cm, ea se va rotunji la multiplul de 5 cm cel mai apropiat.

O metodă aproximativă de evaluare a tasărilor prin consolidare ale fundațiilor pe argilă

În multe cazuri, adoptarea metodei destul de laborioase, expusă în paginile precedente, pentru calculul tasărilor imediate și de consolidare, nu este justificată,

mai ales atunci cînd este vorba de fundaţii relativ mici aşezate pe argile vîrtoase uniforme şi puţin compresibile. Metoda aproximativă indicată în continuare este bazată tot pe teoria consolidării, însă modul de calcul al distribuţiei presiunilor este simplificat.

Distribuţia eforturilor verticale arătată în fig. 2.22 poate fi reprezentată aproximativ ca o distribuţie triunghiulară (fig. 2.37). În felul acesta, din relaţia (2.23) tasarea edometrică rezultă

$$\rho_{ed} = m_v \times \sigma_z \times H = \\ = m_v \times 0{,}55\, q_n \times 1{,}5B \qquad (2.33)$$

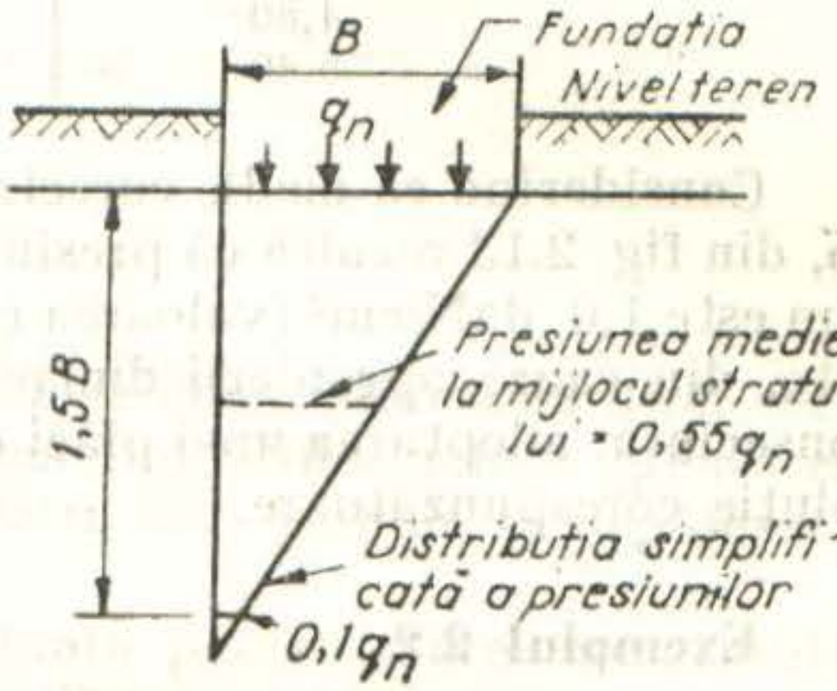


Fig. 2.37. Distribuţia aproximativă a presiunilor verticale în adîncime, sub fundaţie.

unde: q_n este presiunea netă exercitată de fundaţie;

B — lăţimea fundaţiei.

Dacă se dispune de rezultate ale unor încercări de consolidare (în edometru), valoarea medie m_v se va lua pe adîncimea 1,5 B. Dacă asemenea rezultate nu există, se va recurge la valorile m_v date în tabelul 1.3.

Este de reţinut că această metodă furnizează numai tasarea edometrică, neluînd în considerare tasarea imediată. De asemenea, fiind o metodă aproximativă, nu are rost să se aplice vreun factor de adîncime, „geologic“ sau de rigiditate. În cazul cînd valoarea ρ_{ed} calculată cu relaţia (2.33) indică posibilitatea producerii unor tasări totale şi diferenţiale exagerate, se va aplica metoda completă de calcul descrisă în paginile anterioare.

EXEMPLE DE CALCUL

Exemplul 2.1.

Un rezervor de apă cu lăţimea de 5 m şi lungimea de 20 m trebuie fundat la adîncimea de 1 m sub nivelul terenului. Adîncimea apei în rezervor este de 8 m. Forajele au arătat că terenul este alcătuit dintr-un nisip afînat, avînd spre adîncime o îndesare mijlocie, cu nivelul apei subterane la 2 m adîncime. Încercările de penetrare standard efectuate în foraje au avut ca rezultat valorile din tabelul următor. Se prevede că tasările să fie limitate la valori foarte mici. Să se determine lăţimea necesară a plăcii de fundaţie din beton.

Din anexa A, greutatea volumică a nisipului poate fi luată egală cu 16,8 kN/m³.

Presiunea netă la baza rezervorului

$$q_n = q - p = 10 \times 8 - 16{,}8 \times 1 = 63{,}2 \text{ kN/m}^2 = 0{,}63 \text{ daN/cm}^2.$$

Aplicînd factorii de corecţie la valorile penetrării standard conform fig. 2.14 se obţine:

Adîncimea m	Valorile N necorectate	Valorile N corectate
1,20	5	16
1,80	7	20
2,40	8	22
3,00	10	27
3,60	11	28
4,20	12	31
4,80	12	30
5,40	13	30

Considerînd ca medie corectată a rezistenței la penetrare standard valoarea 25, din fig. 2.13 rezultă că presiunea admisibilă pentru o fundație cu lățimea de 5 m este 1,0 daN/cm² (valoarea corespunzătoare lui $N=25$ a fost luată pe jumătate, din cauza apropierii dintre nivelul apei subterane și talpa fundației). În consecință, adoptarea unei plăci de fundație egale cu lățimea rezervorului este o soluție corespunzătoare.

Exemplul 2.2

Pe un nisip fin prăfos cu îndesare mijlocie urmează să se execute un zid prevăzut cu fundații continue. Sarcina transmisă de fundații este de 100 kN/m. Nivelul apei subterane se găsește la adîncimea de 3 m, iar înregistrările pe durată mai mare arată că el nu are tendință ascendentă. Încercările de compresiune triaxială pe probe netulburate au condus la o valoare a coeziunii nisipului de 0,12 daN/cm² și a unghiului de frecare internă de 25°. Greutatea volumică a pămîntului cu umiditate naturală este de 17,6 kN/m³, iar în stare saturată de 19,2 kN/m². Să se determine adîncimea și lățimea necesară a fundațiilor.

Adîncimea de fundare. În pămînturile nisipoase nu apar mișcări apreciabile datorite variațiilor sezoniere de precipitații sau de temperatură; prin urmare, o adîncime de fundare de 0,75 m ar fi satisfăcătoare din punctul de vedere al protecției împotriva eroziunii superficiale datorite vîntului, precum și al situării tălpii fundațiilor mai jos decît eventualele săpături pentru drenuri sau alte legături funcționale ale construcției.

Presiunea admisibilă. Pentru un unghi de frecare internă de 25°, valorile factorilor N_c, N_q și N_γ din fig. 2.9 sînt 24, 13 și respectiv 9. Să luăm lățimea fundației $B=0,90$ m. Pentru $D=0,75$ m din ecuația (2.5 a) se obține capacitatea portantă limită netă

$$q_{nf}=12\times 24+17,6\times 0,75\times(13-1)+\frac{0,90}{2}\times 17,6\times 9=517,8 \text{ kN/m}^2.$$

Luînd un coeficient de siguranță egal cu 3, rezultă o presiune admisibilă

$$q_a=\frac{517,8}{3}\approx 173 \text{ kN/m}^2.$$

Pentru o sarcină de 100 kN/m, rezultă o lățime necesară a fundației de

$$\frac{100}{173}=0,58 \text{ m},$$

deci prima aproximație (cu $B=0{,}90$ m) este prea acoperitoare. De aceea vom lua $B=0{,}60$ m; înlocuind din nou în ecuația (2.5 a), obținem

$$q_{nf}=12\times 24+17{,}6\times 0{,}75\times(13-1)+\frac{0{,}60}{2}\times 17{,}6\times 9=493{,}9\ \text{kN/m}^2,$$

presiunea admisibilă fiind

$$q_a=\frac{493{,}9}{3}=165\ \text{kN/m}^2.$$

Lățimea necesară a fundației este în acest caz

$$\frac{100}{165}\approx 0{,}60\ \text{m},$$

adică exact cît s-a anticipat.

Este de reținut că mai înainte s-a calculat presiunea admisibilă *netă*, ceea ce înseamnă că greutatea zidului plus greutatea fundațiilor minus greutatea pămîntului scos din săpătura pentru fundații nu trebuie să depășească 165 kN/m² sau 100 kN/m.

Greutatea volumică a pămîntului a fost luată pentru starea nesaturată (17,6 kN/m³) întrucît nivelul apei subterane se află prea jos pentru a influența capacitatea portantă. Dacă însă acest nivel s-ar ridica pînă la 0,30 m sub nivelul terenului,

$$p=\gamma_{nat}(D-h)+\gamma_{sat}\,h=17{,}6(0{,}75-0{,}45)+19{,}2\times 0{,}45=13{,}9\ \text{kN/m}^2,$$

iar din relația (2.1)

$$p_0=p-\gamma_w\cdot h=13{,}9-10\times 0{,}45=9{,}4\ \text{kN/m}^2.$$

Înlocuind în relația (2.5 a), capacitatea portantă limită netă

$$q_{nf}=12\times 24+9{,}4(13-1)+\frac{0{,}60}{2}(19{,}2-10)9=425{,}6\ \text{kN/m}^2.$$

În această situație, coeficientul de siguranță real a fost redus la

$$\frac{425{,}6}{165}=2{,}6.$$

Exemplul 2.3

Un edificiu public este alcătuit dintr-un turn înalt central și două aripi laterale cu cîte trei niveluri. Structura turnului central se sprijină pe patru coloane distanțate, fiecare transmițînd terenului cîte o sarcină totală (proprie și utilă, inclusiv fundațiile) de 2 500 kN. Forajele de prospectare au arătat că sub un strat subțire de pămînt vegetal se află argilă fisurată vîrtoasă de Londra urmată de nisip îndesat. Încercările executate pe probe netulburate recoltate din cîteva foraje au condus la relația între rezistența la tăiere a pămîntului și adîncime reprezentată în fig. 2.38. Curbele efort — deformație deduse din compresiunea triaxială au indicat o valoare a modulului E de 300 daN/cm². Să se determine adîncimile de fundare necesare și presiunile admisibile pentru turn și pentru aripile cu trei niveluri.

Datorită diferenţelor între condiţiile de încărcare ale turnului şi aripilor, va trebui să se examineze şi posibilitatea producerii unor tasări diferenţiale între aceste părţi ale imobilului.

Referindu-ne mai întîi la turnul central, se vede din fig. 2.38 că este de dorit ca fundaţiile coloanelor să ajungă pînă la o adîncime de circa 1,80 m, pentru a se profita de existenţa pămîntului cu consistenţă mai ridicată. Dacă se fundează mai sus sînt necesare fundaţii de dimensiuni foarte mari, ceea ce complică dispunerea fundaţiilor aripilor în zona de legătură cu turnul central. La adîncimea de 1,80 m rezistenţa la tăiere a pămîntului fisurat este de aproximativ 0,8 daN/cm².

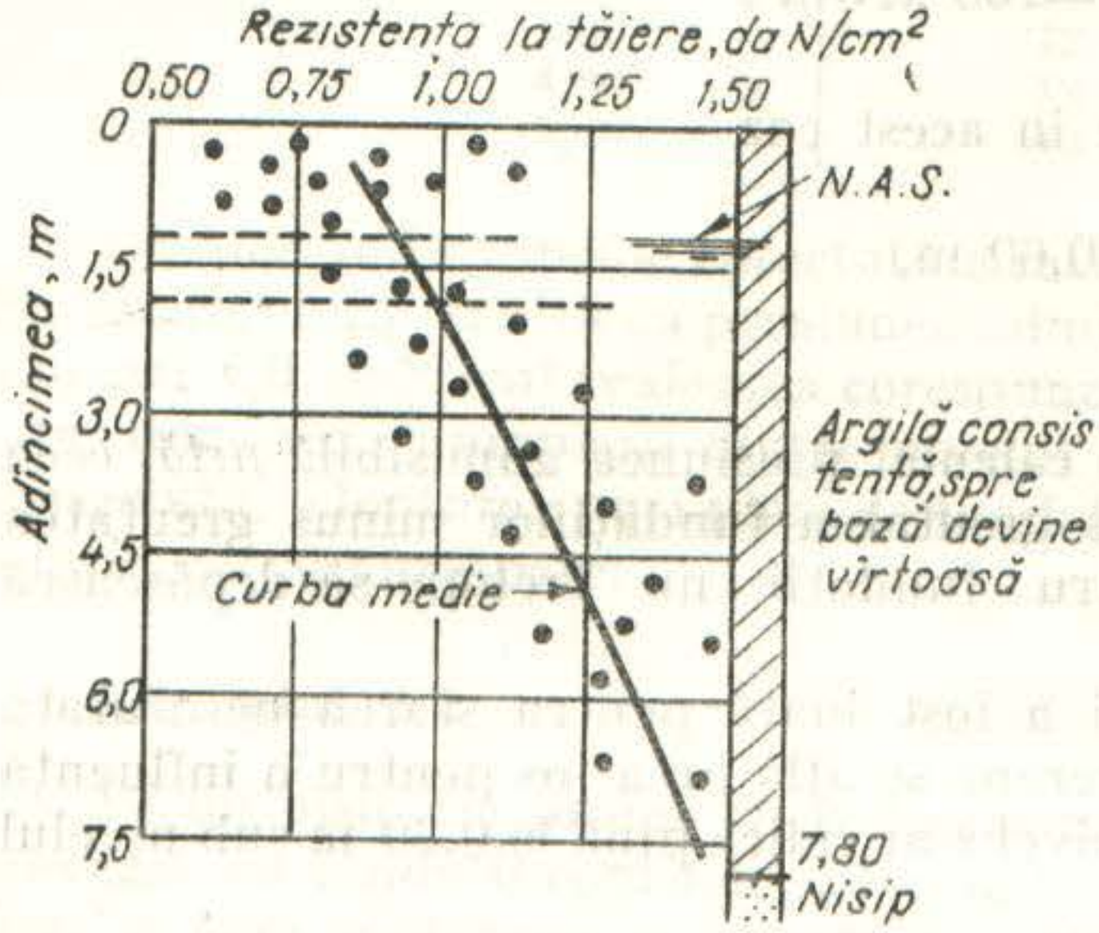


Fig. 2.38. Curba de variaţie a rezistenţei la tăiere cu adîncimea.

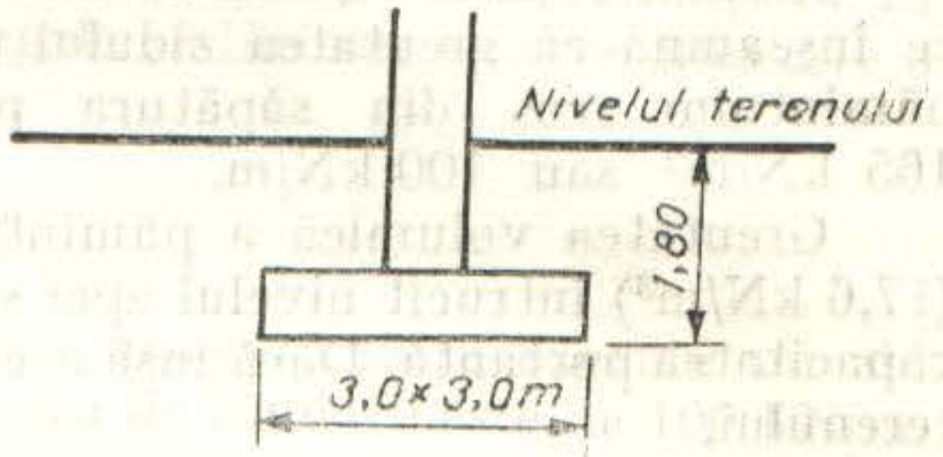


Fig. 2.39. Schiţa fundaţiei turnului.

Factorul de capacitate portantă aproximativ N_c pentru fundaţii pătrate sau circulare de mică adîncime este de 7,5. În consecinţă, din relaţia (2.11) rezultă capacitatea portantă limită

$$q_f = 7{,}5 \times 0{,}8 + 0{,}32 = 6{,}32 \text{ daN/cm}^2.$$

Întrucît rezistenţa la tăiere în stare fisurată este mult mai mică decît rezistenţa medie la tăiere, se consideră că un coeficient de siguranţă de ordinul a 2,5 va fi suficient pentru a menţine tasările în limite tolerabile; prin urmare, presiunea normată se va lua egală cu 2,5 daN/cm² sau 250 kN/m².

Aria necesară a fundaţiei este deci de

$$\frac{2\,500}{250} = \mathbf{10\ m^2}.$$

Se va adopta o fundaţie pătrată cu latura de 3 m (rotunjit).

În această situaţie este necesară verificarea factorului de capacitate portantă cu ajutorul fig. 2.11.

$$\text{Pentru } \frac{D}{B} = \frac{1{,}80}{3{,}00} = 0{,}6,\ N_c = 7{,}5.$$

În consecinţă, nu este necesar ca valoarea de 2,5 daN/cm² adoptată anterior să fie modificată. Secţiunea fundaţiei este reprezentată în fig. 2.39. Se pune acum problema calculării tasării totale sub această presiune.

Calculul tasării imediate nete în centrul suprafeței încărcate. Presiunea netă se calculează astfel:

$q_n = 2{,}5 - \gamma D = 2{,}5 - 0{,}0018 \times 180 = 2{,}18$ daN/cm² (s-a considerat greutatea volumică a pământului $\gamma = 0{,}0018$ daN/cm³).

Factorul de influență pentru $m = 0{,}5$ este $I_p = F_1$. Din fig. 2.32.

$$F_1 = 0{,}48 \text{ pentru } \frac{2L}{B} = 2 \text{ și } \frac{2H}{B} = \frac{12}{3} = 4.$$

Din relația (2.27), tasarea imediată netă rezultă

$$\rho_i = q_n \cdot 2B \cdot \frac{1-m^2}{E} I_p = \frac{2{,}18 \times 600 \times 0{,}75 \times 0{,}48}{300} = 1{,}6 \text{ cm}.$$

Din fig. 2.30, factorul de adîncime pentru

$$D/\sqrt{ab} = 1{,}8/3{,}0 = 0{,}6 \text{ este } 0{,}82.$$

Prin urmare, tasarea corectată va fi

$$\rho_i = 0{,}82 \times 1{,}6 = \mathbf{1{,}3 \text{ cm}}.$$

Întrucît valoarea tasării imediate este foarte mică, nu merită să mai fie redusă cu factorul de rigiditate.

Calculul tasării prin consolidare ρ_c. Pământul aflat deasupra nivelului apei subterane va fi aproape saturat și, ținînd seama de subpresiunea hidrostatică, în argilă sub nivelul apei, sarcina geologică înainte de executarea fundației are valoarea:

$$p_0 = 120 \times 0{,}0018 + 60(0{,}0018 - 0{,}001) = 0{,}27 \text{ daN/cm}^2.$$

Așa cum s-a calculat mai înainte, presiunea netă din fundație este $q_n = 2{,}18$ daN / cm².

Urmează acum să calculăm distribuția presiunilor efective din sarcina geologică p_0 și eforturile verticale σ_z provenite din încărcarea cu fundația, pe întreaga adîncime a stratului de argilă, așa cum se arată în fig. 2.40. Distribuția eforturilor verticale se calculează cu ajutorul factorilor din fig. 2.23.

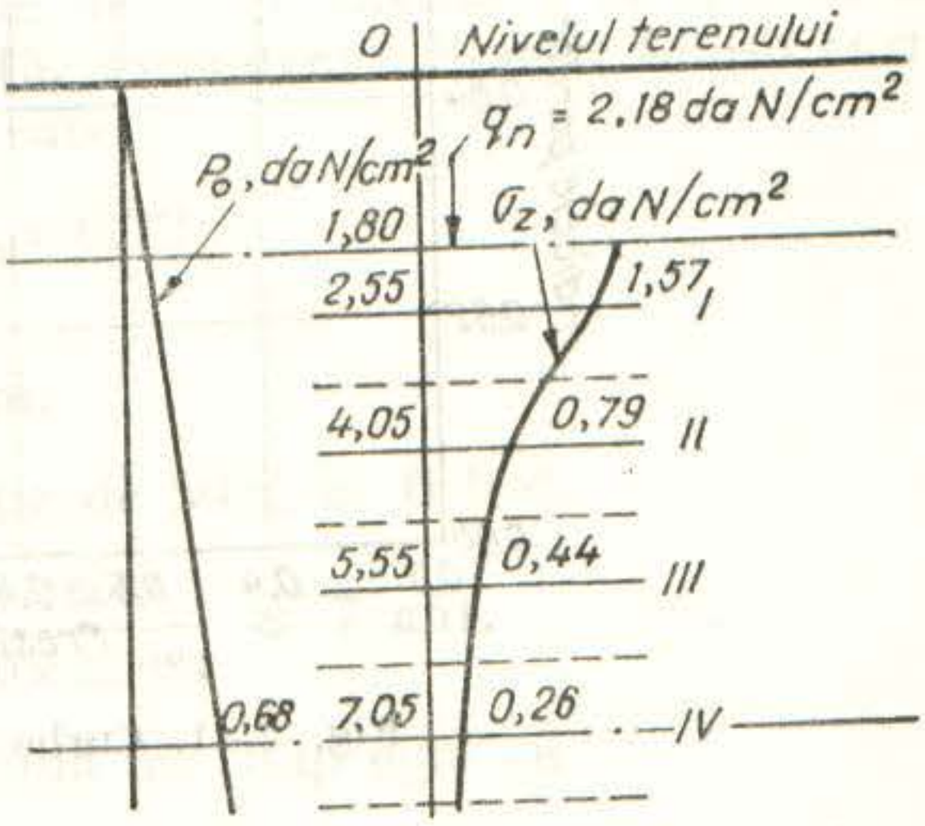


Fig. 2.40. Distribuția presiunilor verticale.

Întrucît se dispune de o singură încercare de consolidare în edometru, calculul valorii ρ_c se va baza pe curba presiune — porozitate din fig. 2.41. Stratul de argilă fiind relativ gros, trebuie împărțit în strate de calcul de cîte 1,50 m grosime, pentru care tasarea se va calcula în mod separat. Calculul este prezentat în mod sinoptic în tabelul următor.

Calculul tasării prin consolidare pentru fiecare strat

Stratul nr.	Adîncimea stratului m	Adîncimea pînă la mijlocul stratului m	Grosimea stratului H m	Sarcina geologică inițială p_0 la mijlocul stratului daN/cm²	Efortul vertical σ_z din presiunea netă q_n daN/cm²	Presiunea efectivă rezultantă la mijlocul stratului daN/cm²	Indicele porilor la p_0 e_1	Indicele porilor la $p_0+\sigma_z$ e_2	$\frac{e_1-e_2}{1+e_1}$	Tasarea stratului $\frac{e_1-e_2}{1+e_1}\cdot H\times 100$ cm
1	1,8—3,3	2,55	1,5	0,32	1,57	1,89	0,858	0,830	0,0151	2,3
2	3,3—4,8	4,05	1,5	0,44	0,79	1,23	0,858	0,845	0,0070	1,0
3	4,8—6,3	5,55	1,5	0,56	0,44	1,00	0,857	0,851	0,0032	0,5
4	6,3—7,8	7,05	1,5	0,68	0,26	0,94	0,855	0,852	0,0016	0,2

Tasarea edometrică totală a stratului de argilă $\sigma_{ed}=4{,}0$ cm.

Pentru obținerea tasării nete prin consolidare ρ_c, tasarea edometrică ρ_{ed} se reduce cu ajutorul unui factor care pentru argila de Londra poate fi luat egal cu 0,5.

$$\text{Deci } \rho_c=0{,}5\times 4{,}0=2{,}0 \text{ cm}$$

ρ_c poate fi redus și în funcție de adîncime. Din fig. 2.30, factorul de adîncime pentru raportul $D/\sqrt{ab}=0{,}6$ este 0,82; tasarea corectată este deci $0{,}82\times 2{,}0$ **≈1.6 cm.**

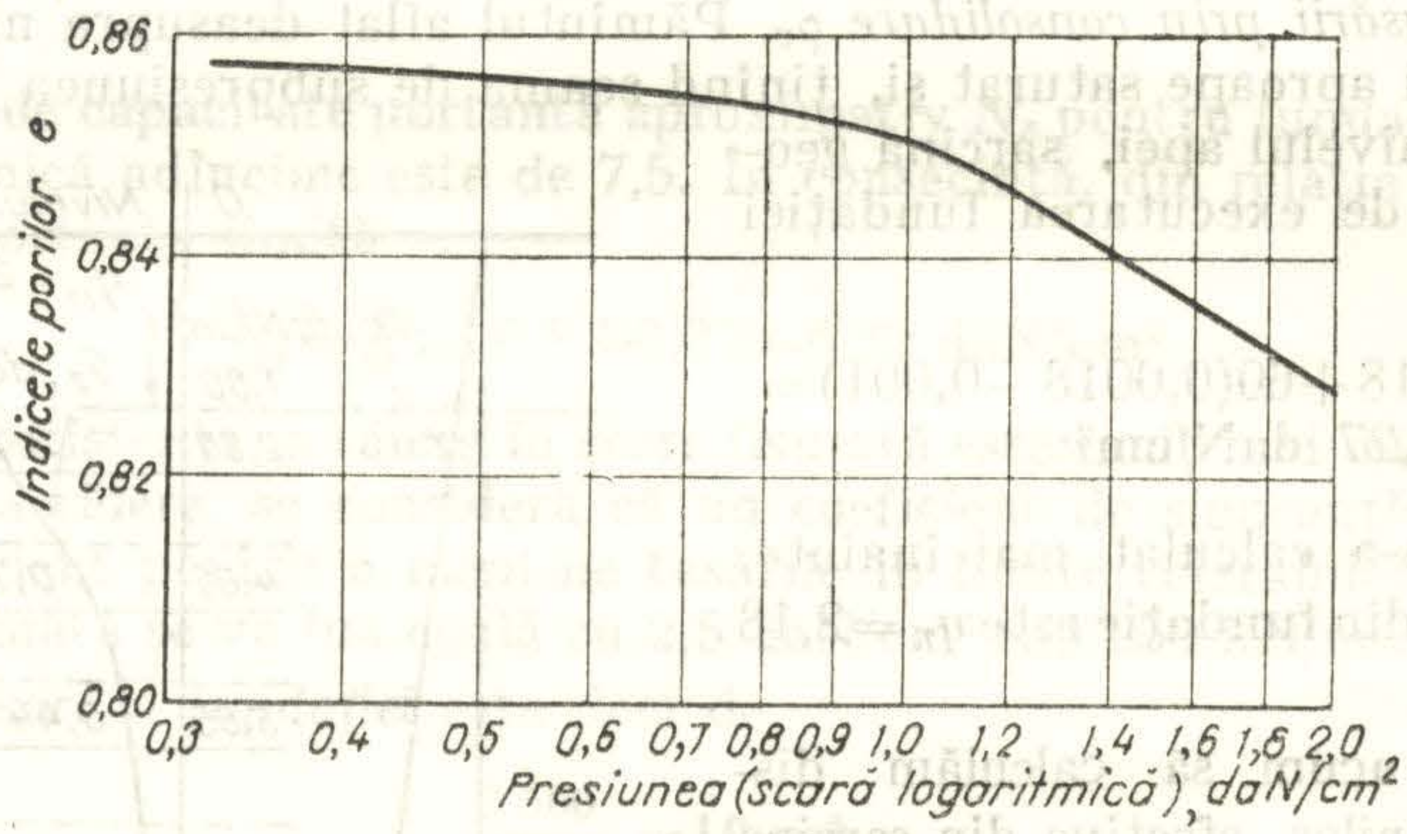


Fig. 2.41. Curba compresiune-porozitate.

Calculul vitezei de tasare prin consolidare. Din încercările de laborator a rezultat un coeficient de consolidare $C_v=0{,}0084$ cm²/min. Nisipul aflat sub argilă se comportă ca un strat drenant, iar betonul fundației poate fi și el considerat ca fiind mai permeabil decît argila; cu alte cuvinte, drenarea se face în ambele sensuri. Întrucît nisipul este mult mai permeabil decît betonul, majoritatea apei eliminate în timpul procesului de consolidare va circula în sens descendent către stratul de nisip. Totuși, pentru calculul vitezei de tasare se poate presupune că efectul de drenare este egal în ambele sensuri.

În acest caz, factorii de timp T_{50} și T_{90} corespunzători unor grade de consolidare de 50 și respectiv 90 % extrași din curba de consolidare de tipul 1 (fig. 2.33) sînt:

$$T_{50}=0{,}20;\ T_{90}=0{,}85,$$

iar grosimea de calcul a stratului se ia

$$d=\frac{H}{2}=300\ \text{cm}.$$

Potrivit relației (2.31a), timpul necesar unei consolidări de 50 % este

$$t_{50}=\frac{T_{50}\,d^2}{525\,000\,C_v}=\frac{0{,}20\times 90\,000}{525\,000\times 0{,}0084}\approx \mathbf{4\ ani}.$$

În mod asemănător, pentru o consolidare de 90 %,

$$t_{90}=\frac{T_{90}\,d^2}{525\,000\,C_v}=\frac{0{,}85\times 90\,000}{525\,000\times 0{,}0084}\approx \mathbf{18\ ani}.$$

Tasarea totală netă după 4 ani va fi

$$\rho_i+0{,}5\rho_c=1{,}3+0{,}5\times 1{,}6=\mathbf{2{,}1\ cm}$$

iar după 18 ani

$$\rho_i+0{,}9\rho_c=1{,}3+0{,}9\times 1{,}6=\mathbf{2{,}7\ cm}.$$

Avînd în vedere valorile relativ mici ale tasării, nu se consideră necesar să se calculeze viteza de tasare în timpul perioadei de execuție sau să se traseze curba de tasare în timp.

Dacă sub argilă nu ar fi existat stratul de nisip, drenarea ar fi avut loc numai într-un singur sens (în cazul de față, ascendent). S-ar fi folosit curba de consolidare de tipul *3* din fig. 2.33, din care

$$T_{50}=0{,}09;\ T_{90}=0{,}72$$

iar grosimea de calcul

$$d=H=600\ \text{cm}.$$

Timpul necesar consolidării în proporție de 50 % ar fi fost

$$t_{50}=\frac{T_{50}\,d^2}{525\,000\,C_v}=\frac{0{,}09\times 600^2}{525\,000\times 0{,}0084}\approx \mathbf{7\ ani}.$$

iar consolidarea de 90 % ar fi fost atinsă după un timp egal cu

$$t_{90}=\frac{T_{90}\,d^2}{525\,000\,C_v}=\frac{0{,}72\times 600^2}{525\,000\times 0{,}0084}\approx \mathbf{60\ ani}.$$

Fundația continuă a aripilor cu trei niveluri. Întrucît construcția este fundată pe argilă fisurată vîrtoasă, ea va fi supusă efectelor umflării și contracției sezoniere. Fiind un edificiu public, cu finisaje executate cu măiestrie și la un înalt nivel artistic, orice crăpătură datorită mișcărilor sezoniere ar fi în măsură să dăuneze aspectului lucrării. Dacă fundațiile ar fi plasate la adîncimea de 1,20 m, zona de mișcare periodică a terenului ar fi depășită; la această

adîncime însă se află apa subterană şi nu este de dorit ca argila pe care se fundează să se înmoaie şi să se înnoroiască în timpul săpăturilor. În consecinţă, soluţia cea mai bună ar fi aşezarea fundaţiilor cu talpa la cîţiva centimetri deasupra nivelului apei, de exemplu la adîncimea de 1,10 m. Din fig. 2.38 rezultă că rezistenţa la tăiere a argilei fisurate la acest nivel este de circa 0,7 daN/cm².

Pentru o fundaţie continuă de mică adîncime, capacitatea portantă limită netă q_{nf} este de ordinul a de 6 ori rezistenţa la tăiere, prin urmare

$$q_{nf}=6\times 0{,}7=4{,}2 \text{ daN/cm}^2=420 \text{ kN/m}^2.$$

Pentru o sarcină de 120 kN pe metrul liniar de zid şi un coeficient de siguranţă de 2,5, lăţimea aproximativă a fundaţiei va fi

$$B=\frac{120\times 2{,}5}{420}=0{,}71 \text{ m}.$$

Pentru această primă aproximaţie a lăţimii, factorul de capacitate portantă N_c se citeşte din graficul fig. 2.11 pentru un raport între adîncime şi lăţime

$$\frac{D}{B}=\frac{1{,}10}{0{,}71}=1{,}55.$$

Se obţine $N_c=7{,}7$ şi, cu această valoare,

$$q_{nf}=7{,}7\times 0{,}7=5{,}4 \text{ daN/cm}^2=540 \text{ kN/m}^2.$$

De aici, cu un coeficient de siguranţă de 2,5, rezultă lăţimea necesară a fundaţiei

$$B=\frac{120\times 2{,}5}{540}=0{,}56 \text{ m}.$$

În practică se va prevedea însă o fundaţie ceva mai lată, ţinîndu-se seama de grosimea zidăriei de cărămidă şi de necesitatea ca fundaţia de beton să fie evazată cu cîţiva centimetri faţă de linia zidului. Se va alege astfel o lăţime efectivă a fundaţiei de **0,65 m.**

Presiunea reală pe teren rezultă

$$\frac{120}{0{,}65}=185 \text{ kN/m}^2=1{,}85 \text{ daN/cm}^2.$$

Pentru raportul

$$\frac{D}{B}=\frac{1{,}10}{0{,}65}=1{,}7$$

din fig. 2.11 rezultă $N_c=7{,}8$, astfel încît capacitatea portantă limită are valoarea

$$q_{fn}=7{,}8\times 0{,}7=5{,}5 \text{ daN/cm}^2,$$

iar coeficientul de siguranţă real este în acest caz

$$\frac{5{,}5}{1{,}85}\approx 3{,}0.$$

Cu un astfel de coeficient de siguranță este de așteptat ca tasările să fie foarte mici, însă este totuși indicat să se cunoască în mod aproximativ ordinul lor de mărime, pentru a se putea evalua tasările diferențiale între turnul central și aripile laterale. Utilizînd metoda aproximativă descrisă în capitolul de față, din relația (2.33) se obține

$$\rho_{ed} = 0{,}01 \times 0{,}55 \times 1{,}85 \times 1{,}5 \times 65 = 1 \text{ cm}.$$

Ordinul de mărime al tasării totale a aripilor este, în acest caz, de 0,5 — 1,5 cm; tasările diferențiale între turnul central și aripi vor fi deci neglijabile.

Exemplul 2.4

Stîlpii de susținere ai unei hale uzinale cu cadre metalice și învelitoare de tablă sînt încărcați cu sarcini de cîte 300 kN. Forajele executate pe amplasament au arătat că terenul este alcătuit dintr-o argilă estuarică pe o adîncime de peste 15 m. Rezistența la tăiere, determinată pe probe netulburate, are o valoare medie de 0,4 daN/cm² pentru tot materialul situat sub o crustă de argilă vîrtoasă în grosime de 1,20 m. Să se calculeze presiunea admisibilă, precum și dimensiunile și adîncimea de fundare necesară fundațiilor stîlpilor.

Crusta de suprafață este tipică pentru depozitele estuarice, însă ea nu poate fi folosită ca strat de fundare, deoarece orice fundație, chiar de dimensiuni minime, ar produce solicitări apreciabile și în argila consistentă aflată dedesubt; în consecință, presiunea admisibilă va fi condiționată de rezistența la tăiere și compresibilitatea acesteia din urmă.

Adîncimea de fundare. Pentru a se depăși zona afectată de variații sezoniere de umiditate și a se pătrunde mai jos de conductele și de celelalte rețele care deservesc hala, se prevede o adîncime de fundare de 1 m.

Presiunile efective. Ca o primă aproximație, factorul de capacitate portantă N_c pentru o fundație izolată se va lua egal cu 7,5. Capacitatea portantă limită este

$$q_{nf} = 7{,}5 \times 0{,}4 = 3{,}0 \text{ daN/cm}^2 = 300 \text{ kN/m}^2.$$

Cu un coeficient de siguranță egal cu 3, lățimea necesară B a unei fundații pătrate este dată de relația

$$B = \sqrt{\frac{300 \times 3}{300}} = 1{,}75 \text{ m}.$$

Pentru a se verifica valoarea factorului de capacitate portantă în fig. 2.11 se calculează raportul

$$\frac{D}{B} = \frac{1{,}00}{1{,}75} = 0{,}57$$

căruia îi corespunde $N_c = 7{,}5$, adică tocmai atît cît s-a luat în prima aproximație. Dimensiunile blocurilor de fundație se stabilesc deci la $1{,}75 \times 1{,}75$ m.

Presiunea reală pe teren este

$$q_n = \frac{300}{1{,}75^2} = 100 \text{ kN/m}^2 = 1{,}00 \text{ daN/cm}^2,$$

iar coeficientul de siguranță

$$\frac{q_{nf}}{q_n} = \frac{300}{100} = 3.$$

Avînd în vedere dimensiunile destul de mari ale fundațiilor se pune problema unor eventuale tasări probabile. Pentru o argilă estuarică în stare consistentă, în tabelul 1.3 se indică valori m_v de aproximativ 0,03 — 0,10 cm²/daN. Astfel, pe baza relației (2.33)

$$q_{eă} = 0{,}03 \times 0{,}55 \times 1{,}00 \times 1{,}5 \times 1{,}75 = 4{,}3 \text{ cm}.$$

Întrucît construcția este prevăzută cu o structură metalică, ea nu va fi afectată de tasări diferențiale de ordinul a 5 — 8 cm; prin urmare, fundațiile de 1,75×1,75 m sînt corespunzătoare și din acest punct de vedere.

Exemplul 2.5

Să se calculeze tasarea imediată și cea pe termen lung a unei pile de pod avînd dimensiunile la bază de 8,40 m lungime și 7,20 m lățime, fundată la adîncimea de 3 m. Pila transmite terenului o presiune netă de 2,0 daN/cm² din greutatea proprie și cea ce revine din pod, și de 3,5 daN/cm² din sarcina totală (proprie și utilă). Terenul constă din nisip îndesat și pietriș cu bolovani pînă la o adîncime de 9 m, urmate de argilă supraconsolidată, foarte vîrtoasă, pînă la peste 24 m sub nivelul terenului. Datorită prezenței pietrișului mare cu bolovani a fost imposibil să se efectueze penetrări statice sau dinamice. Au putut fi însă executate încărcări experimentale pe placă în două puncte (*A* și *B*) în săpături, la adîncimi de 3,0 și 1,5 m. Pe probe din argila vîrtoasă s-a efectuat un număr de încercări în edometru. Încercările în triaxial pe probe din argilă au condus la o valoare minimă a rezistenței la tăiere de 1,2 daN/cm² și la un modul de elasticitate E de 400 daN/cm².

Calculul tasărilor imediate în stratul de nisip și pietriș. În tabelul următor sînt cuprinse valorile tasărilor unor plăci de încărcare pătrate cu latura de 0,30 m, corespunzătoare unor presiuni de 2,0 și de 3,5 daN / cm².

Încercarea	Adîncimea sub nivelul terenului m	Tasarea S_0 (în mm) a unei plăci pătrate cu latura de 0,3 m	
		la presiunea de 2 daN/cm²	la presiunea de 3,5 daN/cm²
A	3,0	0,79	3,48
	1,5	1,32	6,62
B	3,0	2,18	5,05
	1,5	1,09	1,47
	Media S_0=	**1,34 mm**	**4,90 mm**

Pornind de la valorile medii S_0 din tabel se poate determina tasarea pilei cu latimea la bază de 7,20 m, cu ajutorul graficului din fig. 2.25.

Se consideră D/D_0=7,20/0,30=24, pentru care corespunde o valoare S/S_0=1, aleasă între curba medie și curba inferioară pentru pămînturile cele

mai îndesate. Deci tasarea pilei va fi de 4 ori mai mare decît tasarea plăcii de încărcare, adică:

— pentru presiunea de 2 daN/cm² : $S=4\times 1{,}34=$ **5,4 mm;**
— pentru presiunea de 3,5 daN/cm² : $S=4\times 4{,}90=$ **19,6 mm.**

Aceste tasări se vor produce pe măsură ce greutatea proprie a pilei va crește în timpul execuției și pe măsură ce sarcina utilă va ajunge la valoarea maximă.

Capacitatea portantă a argilei vîrtoase. Curbele de distribuție a eforturilor verticale (fig. 2.42) trasate pe baza curbelor corespunzătoare fundațiilor rigide din fig. 2.23 arată că efortul vertical la nivelul superior al argilei este de 1,3 daN/cm² pentru încărcarea combinată (proprie și utilă). Factorul de capacitate portantă, determinat din fig. 2.11 pentru o fundație cu lățimea de 12 m la adîncimea de 9 m (pe suprafața argilei) este 7,7, astfel încît capacitatea portantă limită a argilei este $7{,}7\times 1{,}2=9{,}2$ daN / cm², ceea ce corespunde unui coeficient de siguranță mare față de cedarea prin forfecare a argilei. Este însă necesar să se calculeze valorile tasării imediate și cele ale tasării de consolidare, pentru a se vedea dacă tasarea totală a pilei nu depășește limitele admisibile.

Calculul tasării stratului de argilă. Din curbele de distribuție a eforturilor verticale (fig. 2.42) se vede că eforturile transmise la nivelul suprafeței argilei

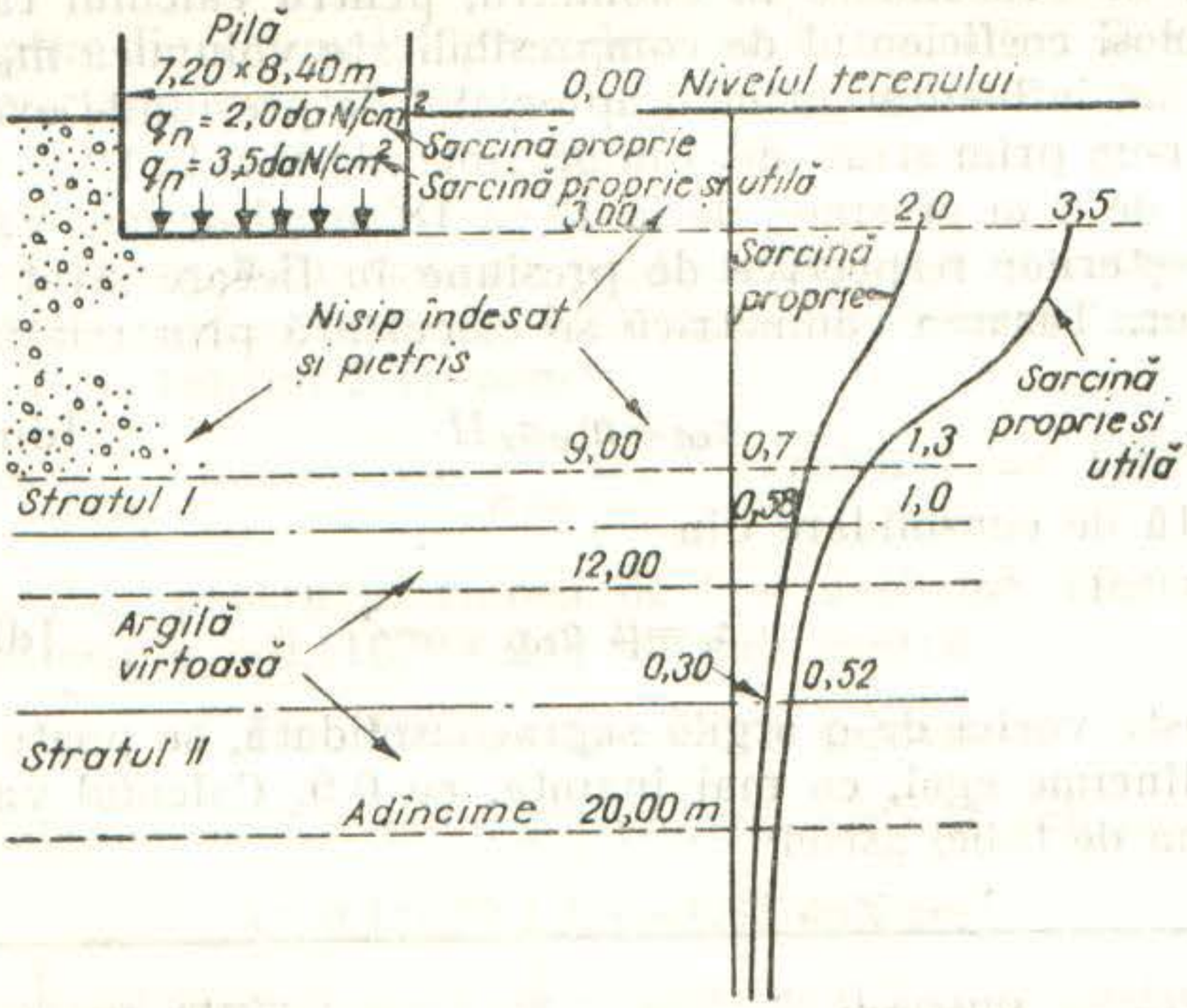


Fig. 2.42. Distribuția eforturilor verticale, în daN/cm², sub pilă.

sînt 0,7 și 1,3 daN/cm² pentru presiunile de 2 și respectiv 3,5 daN/cm² pe talpa fundației. Aceste eforturi se exercită pe o arie de aproximativ $12\times 14{,}5$ m. Efortul vertical la adîncimi mai mari de 18 m reprezintă numai 10% din presiunea exercitată de fundație; în consecință, calculul tasărilor se va opri la această adîncime.

Din relația (2.27), tasarea imediată netă în centrul suprafeței de încărcare rezultă

$$\rho_i = \frac{q_n \times 2B \times (1-m^2) I_p}{E}.$$

Se ia $m=0{,}5$; din fig. 2.32, pentru $\frac{2H}{B} = \frac{2\times 9}{12} = 1{,}5$

și $\frac{2L}{B} = \frac{2\times 14{,}5}{12} = 2{,}4$ se obține factorul $I_p=0{,}20$.

Tasările imediate trebuie reduse cu un factor de adîncime care, din fig. 2.30 pentru $D/\sqrt{ab}=3/\sqrt{8{,}4\times 7{,}2}=0{,}38$, rezultă egal cu 0,9.

Astfel, pentru presiunea de 2 daN / cm²,

$$\rho_i = 0{,}9\ \frac{0{,}7\times 2\times 1200\,(1-0{,}5^2)\,0{,}20}{400} = \mathbf{0{,}57\ cm}$$

iar pentru presiunea de 3,5 daN / cm²

$$\rho_i = 0{,}9\ \frac{1{,}3\times 2\times 1200\,(1-0{,}5^2)\,0{,}20}{400} = \mathbf{1{,}05\ cm.}$$

Calculul tasărilor nete prin consolidare. Întrucît se dispune de rezultatele unor încercări de consolidare în edometru, pentru calculul tasării respective ρ_{ed} se poate folosi coeficientul de compresibilitate volumică m_v. Stratul de argilă gros de 9 m, influențat în mod apreciabil de presiunile exercitate de pilă, se împarte într-un prim strat de 3 m grosime, de la 9 la 12 m adîncime, şi un al doilea strat de 6 m grosime, de la 12 la 18 m adîncime. Valorile m_v corespunzătoare creşterilor respective de presiune în fiecare strat sînt trecute în tabelul următor. Tasarea edometrică se calculează prin relația

$$\rho_{ed} = m_v\, \sigma_z\, H \qquad \text{[din relația (2.23)]}$$

iar tasarea netă de consolidare din

$$\rho_c = \mu\ \rho_{ed}. \qquad \text{[din relația (2.22)]}$$

Întrucît este vorba de o argilă supraconsolidată, se poate lua $\mu=0{,}5$, iar factorul de adîncime egal, ca mai înainte, cu 0,9. Calculul valorii ρ_{ed} se prezintă sub forma de tabel astfel:

Presiunea netă pe teren q_n daN/cm²	Adîncimea stratului sub nivelul terenului cm	Grosimea stratului cm	m_v cm²/daN	Efortul vertical mediu în strat σ_z daN/cm²	Tasarea edometrică ρ_{ed} cm
2,0	900—1 200	300	0,0115	0,58	2,00
	1 200—1 800	600	0,003	0,30	0,54
3,5	900—1 200	300	0,018	1,00	5,40
	1 200—1 800	600	0,004	0,52	1,25

Valoarea tasării totale de consolidare pentru 2,0 daN/cm² este deci

$$\rho_c = 0{,}9 \times 0{,}5\ (2{,}00 + 0{,}54) = \mathbf{1{,}15\ cm}$$

iar pentru 3,5 daN / cm²

$$\rho_c = 0{,}9 \times 0{,}5\ (5{,}40 + 1{,}25) = \mathbf{3{,}00\ cm.}$$

Tasările totale. Tasarea totală finală a pilei de pod este obținută prin însumarea tasării imediate în nisip și pietriș cu tasarea imediată în argilă și cu tasarea prin consolidare a argilei. Astfel,

— pentru presiunea de 2,0 daN/cm²

$$\rho_f = 5{,}4 + 5{,}7 + 11{,}5 = 22{,}6\ \text{mm} \approx \mathbf{2{,}5\ cm;}$$

— pentru presiunea de 3,5 daN/cm²

$$\rho_f = 19{,}6 + 10{,}5 + 30{,}0 = 60{,}1\ \text{mm} \approx \mathbf{6\ cm.}$$

În timpul execuției, pila se va tasa cu aproximativ 1 cm, iar atunci cînd podul va ajunge la încărcarea maximă, tasările vor crește pînă la 3,5 — 4 cm. Restul de tasare, datorit consolidării pe termen lung a stratului de argilă, se va consuma într-o perioadă de o sută de ani sau chiar mai mult.

Exemplul 2.6

Dacă fundația din exemplul precedent ar fi un radier flexibil, să se calculeze efortul vertical generat de aceasta sub centrul suprafeței respective, la nivelul superior al stratului de argilă vîrtoasă, pentru presiunile nete de 2,0 daN/cm² și de 3,5 daN/cm².

Referindu-ne la fig. 2.24, radierul poate fi împărțit în patru dreptunghiuri egale, fiecare avînd dimensiunile de 4,20 × 3,60 m. Folosind coeficienții calculați de Newmark (v. tabelul 2.4), pentru

$$\frac{B}{z} = \frac{3{,}60}{6{,}00} + 0{,}6 \text{ și } \frac{L}{z} = \frac{4{,}20}{6{,}00} = 0{,}7 \text{ rezultă } I_\sigma = 0{,}11679.$$

În felul acesta, pentru presiunea de 2,0 daN/cm², efortul vertical sub colțul radierului este $\sigma_z = 0{,}11679 \times 2{,}0$, iar sub centru

$$4 \times 0{,}11679 \times 2{,}0 = \mathbf{0{,}93\ daN/cm^2.}$$

Pentru presiunea de 3,5 daN/cm², efortul vertical sub centru este

$$4 \times 0{,}11679 \times 3{,}5 = \mathbf{1{,}63\ daN/cm^2.}$$

Aceste valori pot fi comparate cu valorile de 0,7 și respectiv 1,3 daN/cm², calculate în cazul fundației rigide din exemplul 2.5.

BIBLIOGRAFIE

2.1. Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics.* New York, ed. J. Wiley, 1943.
2.2. Meyerhof, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. În: *Geotechnique*, vol. 2, nr. 4, 1951, p. 301—332.

4.

Fundații de suprafață

Termenul „fundație de suprafață“ este folosit pentru a face deosebirea între fundațiile pe tălpi izolate, continue și radiere pe de o parte, și „fundațiile de adîncime“ respectiv subsolurile, chesoanele, piloții etc. pe de alta. Terzaghi și Peck [4.1] înțeleg prin fundație de mică adîncime fundația a cărei lățime este egală sau mai mare decît adîncimea. Această definiție este potrivită pentru fundațiile normale izolate sau continue, însă nesatisfăcătoare pentru cele înguste sau foarte late. Pentru a se evita confuziile sau neînțelegerile în avizele și rapoartele tehnice, se recomandă să nu se utilizeze termenul de „fundație de mică adîncime“, afară de cazurile în care adîncimile sînt precizate în mod clar în funcție de raportul adîncime/lățime. Definițiile și descrierile generale ale fundațiilor continue, izolate și radiere sînt date la începutul cap. 2.

DETERMINAREA PRESIUNILOR ADMISIBILE PE TEREN

Fundații pe pămînturi necoezive

Presiunile admisibile pentru fundațiile de suprafață pe pămînturi necoezive, respectiv pietrișuri, nisipuri sau alte materiale granulare, sînt dictate de considerente referitoare la tasările care pot fi suportate de suprastructuri. În acest sens în practica uzuală se folosesc metode empirice de felul celor descrise în cap. 2 (pag. 96-102), bazate pe rezultatele determinărilor experimentale pe teren sau ale încărcărilor pe placă. În general se preferă cele dintîi, întrucît sînt mai ieftine și mai expeditive; încărcările pe placă se efectuează de obicei numai în cazul pămînturilor „dificile“, de exemplu al materialelor variate de umplutură sau al terenurilor stîncoase, unde nu sînt posibile penetrările in situ de nici un fel. Numai cînd este vorba de fundații înguste situate pe nisipuri acvifere se va recurge la determinarea capacității portante limite cu ajutorul relațiilor (2.9) sau (2.10) (v. cap. 2).

Adîncimea fundaţiilor

Dacă forajele sau încercările pe teren arată o creştere însemnată a gradului e îndesare al nisipurilor spre adîncime, este indicat ca fundaţiile să fie cobote mai jos decît normal, profitîndu-se astfel de presiunile admisibile mult ıai mari. Procedeul devine însă neeconomic dacă implică executarea de săpăıri sub nivelul apei subterane. Chiar dacă se excavează foarte puţin, de exemlu numai 30 cm, în nisipuri fine sub apă, apar dificultăţi importante, legate e prăbuşirea malurilor şi instabilitatea fundului săpăturii. De fapt, infiltrarea econtrolată a apei în groapă duce la afînarea nisipului şi deci la micşorarea resiunilor admisibile. Stabilitatea excavaţiilor în nisipuri sub nivelul apei ubterane poate fi asigurată numai cu ajutorul filtrelor aciculare sau cu alte ıetode similare (v. pag. 606-623). Cheltuielile legate de aplicarea unor astfel de năsuri pot fi mai mari decît cele corespunzătoare fundării pe nisipuri mai fînate, la adîncimi mai mici, însă deasupra nivelului apei, chiar dacă presiuıile mai scăzute adoptate impun lăţirea fundaţiilor.

Cînd se pompează apă din strate de pietriş nu apare riscul instabilităţii, nsă, datorită permeabilităţii foarte mari a acestor formaţiuni, debitele pompate înt considerabile, fapt care scumpeşte săpăturile în mod corespunzător.

Dacă deasupra nivelului apei subterane nu poate fi obţinută o portanţă atisfăcătoare, este adeseori mai economic să se fundeze pe piloţi, decît să se ape sub nivelul apei în vederea executării unor fundaţii de suprafaţă.

Tasările

Un exemplu de tasare a fundaţiilor de suprafaţă aşezate pe nisip afînat este furnizat de un imobil de locuinţe cu trei niveluri care a fost construit la Kirkcaldy, în comitatul Fifeshire. Amplasamentul se află în apropiere de ţărmul mării, iar nisipul era probabil un depozit de dună, depus de vînt. Ţinînd seama de afînarea pronunţată, indicată de valorile foarte scăzute N ale penetrării standard (necorectate în raport cu sarcina geologică), valori cuprinse între 1 şi 8, s-a adoptat o fundaţie radier. Presiunea efectivă exercitată pe teren de radierul cu dimensiunile de 61,00×8,25 m era de 0,33 daN/cm². Tasările măsurate au crescut imediat după creşterea încărcărilor pe fundaţii, tasarea medie fiind de 12,7 mm, cea maximă de 19 mm, iar tasarea diferenţială ajungînd la 6,3 mm. La un alt bloc, prevăzut cu fundaţii continue de 1,37 m lăţime la zidurile exterioare şi de 1,83 m lăţime la zidul central interior, presiunea pe teren era de 0,42 daN/cm². Tasarea medie măsurată a fost de 25,4 mm, cea maximă de 44,4 mm, iar cea diferenţială a atins 6,3 mm. Deşi măsurătorile au indicat o uşoară înclinare, deplasările înregistrate nu au avut efecte negative asupra structurii, datorită existenţei zidurilor portante foarte rigide. Tasările diferenţiale sînt însă în măsură să provoace apariţia unor fisuri inestetice în panourile de zidărie tencuită.

În concluzie se poate afirma că la pămînturile nisipoase cu umiditate relativ scăzută, rezultatele cele mai concludente se obţin prin încercările de penetrare standard; ele indică stabilirea cu deosebită grijă a presiunilor admisibile, în cazul fundării construcţiilor cu structură sensibilă la tasări pe nisipuri afînate sau chiar pe nisipuri cu îndesare mijlocie.

Fundaţii pe nisipuri saturate afînate sau pe nisipuri foarte fine sau prăfoase

Dacă un nisip este foarte afînat (cu indicele N de penetrare standard egal cu 5 sau mai mic) şi în acelaşi timp saturat, orice solicitare dinamică îl poate aduce în stare de lichefiere, ceea ce are ca urmare tasarea bruscă a fundaţiei. Variaţia rapidă a nivelului apei, ca de exemplu ridicarea acestuia datorită unei inundaţii, poate avea un efect similar. Este deci necesar ca nisipurile foarte afînate aflate în stare saturată să fie compactate în mod artificial prin vibrare sau prin „vibroflotaţie" (v. pag. 638). Dacă dimensiunile fundaţiilor sau alte condiţii locale nefavorabile fac imposibilă sau neeconomică aplicarea unor astfel de procedee, încărcările exercitate de construcţie trebuie transmise unor orizonturi mai îndesate din adîncime, prin intermediul pilelor sau piloţilor.

Fundaţii pe pămînturi coezive

Capacitatea portantă limită a fundaţiilor continue sau izolate, situate pe pămînturi coezive, poate fi calculată cu ajutorul relaţiilor (2.11) şi (2.12). În cazul fundaţiilor construcţiilor destul de uşoare pe argile consistente sau vîrtoase nu este necesar calculul tasărilor prin consolidare, mai ales dacă este vorba de argile supraconsolidate. Adoptarea unui coeficient de siguranţă de la 2,5 pînă la 3 va menţine tasările în limitele admisibile. Pentru toate construcţiile grele este recomandabil să se procedeze la calculul tasărilor potrivit metodelor descrise la pag. 120-131. De asemenea, tasările probabile se vor calcula şi în cazurile în care experienţa anterioară este insuficientă.

Evaluarea rezistenţelor la tăiere

Una dintre dificultăţile principale care apar la calcularea capacităţii portante a terenului sub fundaţiile de mică adîncime constă în evaluarea justă a rezistenţei la tăiere a pămîntului. Pe o adîncime de 1,2—1,5 m în Marea Britanie, iar în regiunile tropicale sau subtropicale pe adîncimi mai mari, terenul este supus, într-o măsură mai mare sau mai mică, variaţiilor sezoniere de umiditate, precum şi influenţei vegetaţiei. Mai jos de această zonă de suprafaţă, argilele normal consolidate, cum sînt cele depuse în estuare, manifestă de obicei o variaţie relativ uniformă a rezistenţei la tăiere cu adîncimea. Împrăştierea rezultatelor încercărilor de laborator este destul de mică şi se datoreşte în primul rînd tulburărilor de structură a materialului la luarea probelor. Cînd rezistenţele la tăiere se determină pe teren cu ajutorul dispozitivului cu palete (v. pag. 37), împrăştierea valorilor este şi mai mică.

În condiţiile climatice din Marea Britanie, fundaţiile se plasează cu baza la partea inferioară a păturii superficiale supuse la umeziri şi uscări sezoniere, sau mai jos de aceasta (v. pag. 145). În consecinţă, în calculele de capacitate portantă limită se vor avea în vedere valorile minime ale rezistenţei la tăiere întîlnite în mod curent imediat sub această pătură superficială. De obicei se constată că rezistenţa la tăiere creşte progresiv, pe măsură ce creşte adîncimea,

ar proiectantul poate profita de această situaţie la stabilirea adîncimii de undare convenabile. Este de asemenea de remarcat că nu întotdeauna trebuie uate ca valabile cele mai mici valori măsurate ale rezistenţei, întrucît s-ar utea ca aceste valori să nu fie reprezentative şi să fie provenite dintr-o tulburare excesivă a probelor de pămînt pe care au fost determinate.

În loc de coborîrea fundaţiilor mai jos de zona variaţiilor sezoniere de midităte, în cazurile în care sub această zonă pămîntul are o rezistenţă la ăiere scăzută, se poate adopta soluţia fundării la adîncime relativ mică, în nteriorul păturii superficiale. În felul acesta, presiunile efective vor putea fi mai mari, iar datorită dimensiunilor mai restrînse ale blocurilor de fundaţie, zona activă nu va pătrunde mult în pămîntul moale situat mai jos. Soluţia comportă riscul producerii unor tasări supărătoare, însă mărimea acestor tasări poate fi prognozată în lumina datelor existente asupra precipitaţiilor, a comportării construcţiilor mai vechi din vecinătate, a capacităţii de umflare şi contracţie a pămîntului, precum şi a sensibilităţii la tasări diferenţiale a construcţiei respective.

Problema variaţiilor rezistenţei la tăiere este dificilă în cazul fundării pe argile supraconsolidate fisurate (v. pag. 72), întrucît în aceste formaţiuni rezultatele încercărilor de laborator sînt foarte împrăştiate nu numai în zona de suprafaţă, ci pe toată adîncimea depozitului, datorită fisurării haotice a probelor recoltate (v. Bishop [4.2]). S-a constatat că valorile rezistenţelor la tăiere determinate prin încărcări pe placă sau pe baza fundaţiilor experimentale la scară naturală corespund cu cele ale rezistenţelor în stare fisurată, întrucît cedarea are loc parţial prin planele de fisurare. Împrăştierea tipică a rezultatelor încercărilor de compresiune triaxială pe probe recoltate din foraje sau gropi de studiu este reprezentată în fig. 4.1, care se referă la un amplasament situat în localitatea Maldon din Essex. În figură sînt date în paralel şi rezistenţele la tăiere obţinute pe baza încărcărilor experimentale pe plăci, efectuate pe acelaşi amplasament. Se observă că ele corespund cu valorile cele mai mici rezultate din triaxial. Date asemănătoare au fost obţinute şi în alte părţi, pe argilă de Londra. În concluzie, în cazul argilelor fisurate vîrtoase, pentru stabilirea factorilor de capacitate portantă care se introduc în relaţiile (2.11) şi (2.12) se vor lua în considerare cele mai mici valori ale rezistenţei la tăiere obţinute prin încercări.

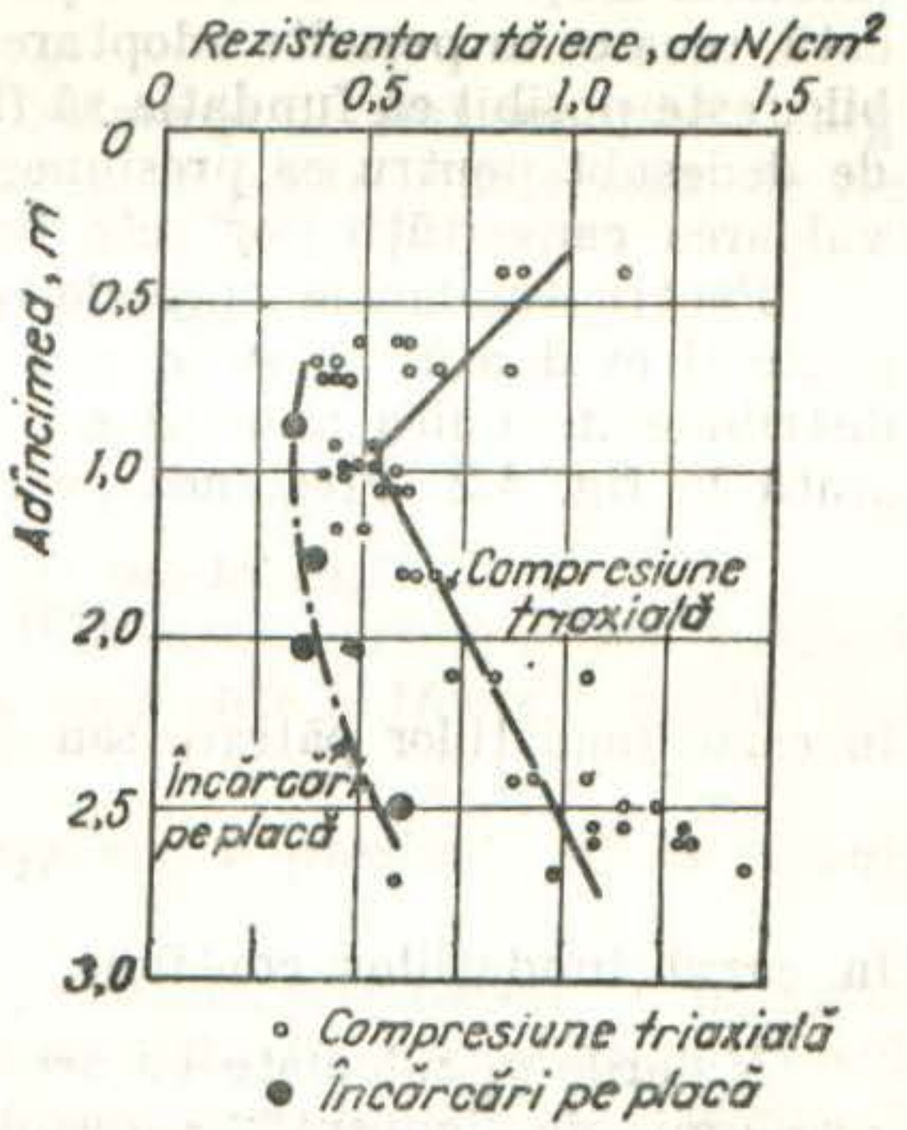


Fig. 4.1. Variaţia rezistenţei la tăiere cu adîncimea în argila de Londra şi Maldon (Bishop [4.2]).

Argilele cu pietriş prezintă se asemenea variaţii ample ale rezistenţei la tăiere, datorită intercalaţiilor sau pungilor de nisip şi pietriş, distribuite la întîmplare în interiorul probelor. În cazul acestor pămînturi însă, rezistenţa

la tăiere determinată pe teren cu ajutorul fundațiilor experimentale este de obicei mai mare decît cea indicată de încercările triaxiale în laborator. De accea, dacă se adoptă drept valoare de calcul valoarea *medie* obținută prin triaxial, calculul va avea o acoperire suficientă. Pentru orice eventualitate se recomandă însă ca, în cazul argilelor cu pietriș, să se întreprindă un studiu atent al caracteristicilor terenului în situație naturală, pentru ca prezența unor eventuale lentile de argilă moale de întindere mai mare să nu provoace, prin rezistența scăzută a acestora, cedarea locală a fundațiilor executate deasupra lor.

Fundații așezate pe un strat de consistență ridicată sub care se află o argilă moale

În cazul fundațiilor executate într-un strat de pămînt vîrtos aflat deasupra unui strat de argilă moale, dacă fundațiile sînt foarte aproape de acesta din urmă, ele pot rupe crusta care le separă de el, ceea ce are ca urmare cedarea construcției. Fenomenul se poate declanșa în argilele normal consolidate de tipul celor estuarice. Aceste argile au de obicei la suprafață o crustă mai uscată, întărită. Deși această crustă poate avea o rezistență la tăiere destul de ridicată, ceea ce ar permite adoptarea unor valori relativ mari ale presiunii admisibile, este posibil ca fundația să fie plasată suficient de aproape de argila moale de dedesubt pentru ca presiunea efectivă transmisă prin crustă să depășească valoarea capacității portante limite a materialului moale.

Pentru fundațiile normale, presiunea exercitată pe stratele din adîncime poate fi evaluată cu suficientă precizie dacă se consideră că încărcarea se distribuie în limita unor plane înclinate cu 30° față de verticală, așa cum se arată în fig. 4.2. Presiunea pe suprafața stratului moale este dată de relația

$$q_1 = q_n \left(\frac{B}{B+1{,}15\ d} \right)^2 \tag{4.1}$$

în cazul fundațiilor pătrate sau circulare și

$$q_1 = q_n \cdot \frac{B}{B+1{,}15\ d} \tag{4.2}$$

în cazul fundațiilor continue.

Valorile q_1 calculate cu aceste relații nu trebuie să depășească pe cele ale presiunii „de siguranță" corespunzătoare stratului moale. Dacă fundațiile sînt situate la distanțe destul de mari una de alta (de exemplu dacă distanța dintre ele depășește de patru ori lățimea lor) este posibil să se reducă într-o oarecare măsură presiunea exercitată pe stratul inferior, mărindu-se dimensiunile fundațiilor. Dacă însă tălpile sînt apropiate, presiunile transmise în adîncime se vor suprapune, așa cum se arată în fig. 4.3. În zonele de suprapunere, presiunea este dublă față de cea provenită de la o singură fundație. În cazul cînd în felul acesta se depășește presiunea de siguranță a stratului, se mai pot încă micșora presiunile prin unirea tuturor tălpilor izolate într-un radier sau, în cazul existenței unui singur șir de tălpi, într-o bandă continuă; dacă și în această situație presiunea este prea mare, se va recurge la fundarea pe piloți care să

traverseze stratul moale, ajungînd la un strat portant situat în adîncime. Este de remarcat că stratul vîrtos de la suprafaţă acţionează de fapt ca un radier situat sub fundaţii. Acest radier natural, dacă este destul de gros, împiedică pămîntul moale să refuleze sub încărcare. Astfel, dacă grosimea stra-

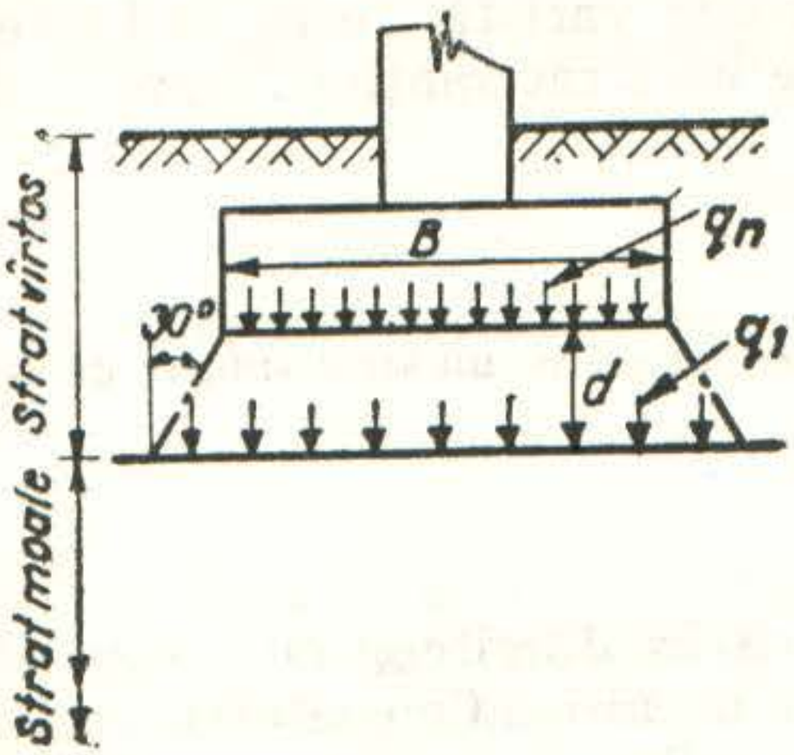


Fig. 4.2. Fundaţie continuă sau izolată executată într-un strat de consistenţă vîrtoasă situat deasupra unui strat moale.

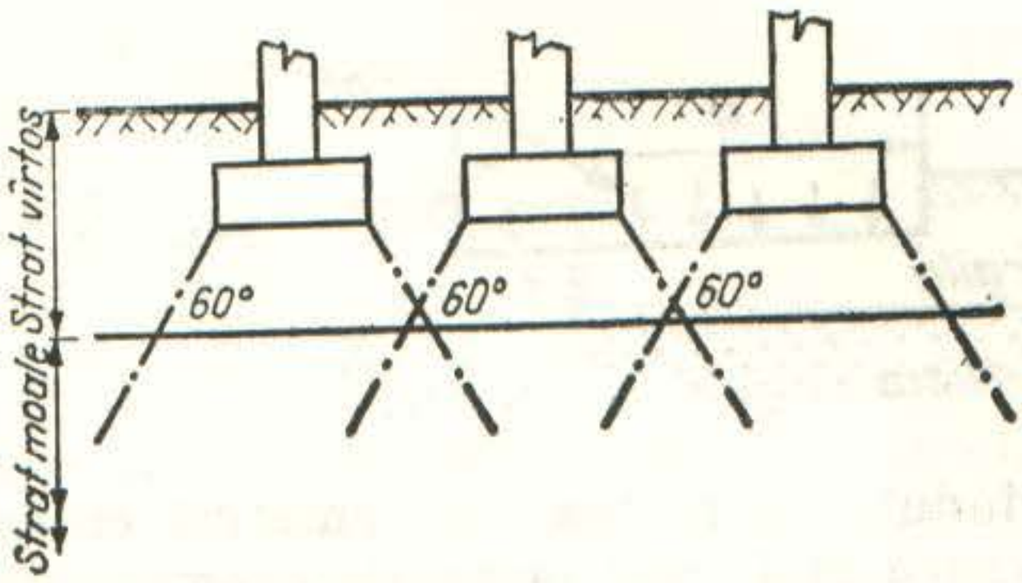


Fig. 4.3. Fundaţii situate la distanţe mici una de alta.

ului întărit aflat între talpa unei fundaţii izolate şi nivelul superior al argilei moi depăşeşte jumătate din lăţimea fundaţiei, se poate ţine seama de rezistenţa acestui strat în modul următor:

— Presiunea la nivelul superior al stratului moale din adîncime:

$$q = \frac{W - p_s}{A} \tag{4.3}$$

unde: W este sarcina totală la nivelul tălpii fundaţiei;
p_s — rezistenţa la tăiere perimetrală egală cu suprafaţa periferică (laterală) a stratului vîrtos x rezistenţa la tăiere a acestui strat;
A — suprafaţa tălpii fundaţiei.

Valoarea q nu trebuie să depăşească pe cea a presiunii „de siguranţă“ a argilei moi.

Ca în toate cazurile în care se fundează pe argilă, este necesar şi în această situaţie să se ia în considerare tasarea fundaţiei atît prin consolidarea stratului vîrtos cît şi a celui moale. Suprafaţa periferică a stratului vîrtos se obţine înmulţind perimetrul fundaţiei cu adîncimea argilei vîrtoase situată *mai jos* de talpa fundaţiei. Nu este recomandabil să se considere că o parte din sarcină s-ar transmite prin frecare pe feţele laterale ale fundaţiei, întrucît contracţia pămîntului, cea a betonului din fundaţie sau amîndouă laolaltă vor face ca între beton şi pămîntul din jur să se formeze un spaţiu liber. În cazul cînd zona afectată de variaţiile sezoniere de umiditate este mai adîncă decît talpa fundaţiei, fisurarea pămîntului în perioadele uscate face să scadă sau chiar anulează rezistenţa la tăiere perimetrală; în consecinţă, această rezistenţă se va calcula numai pentru porţiunea de strat situată *sub* zona de variaţie sezonieră a umidităţii.

Fundaţii executate pe un strat subţire de argilă

Cînd fundaţiile se execută pe un strat subţire de argilă aşezat pe un alt strat, relativ rigid, apare tendinţa de „strivire“ şi de refulare de sub fundaţie a stratului argilos, mai ales dacă grosimea lui este variată. În fig. 4.4 este reprezentată o fundaţie cu lăţimea B aşezată pe un strat subţire de argilă care,

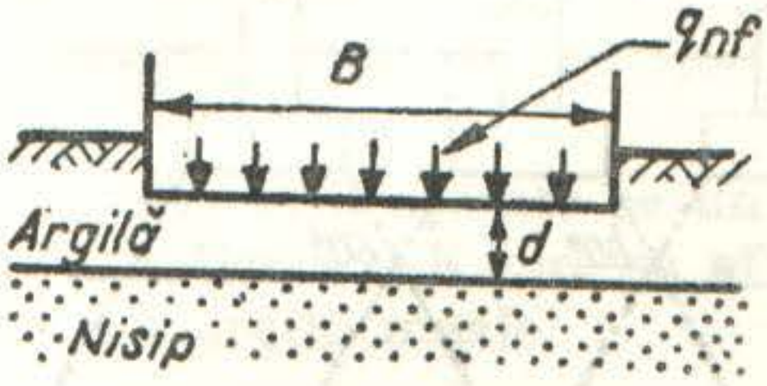


Fig. 4.4. Fundaţie aşezată pe un strat subţire de argilă.

la rîndul său, reazemă pe un strat cu caracteristici diferite şi cu o capacitate portantă mult mai mare, de exemplu un strat de nisip. Capacitatea portantă (presiunea) limită netă a stratului subţire de argilă este dată de următoarele formule:

— pentru o fundaţie continuă cu lăţimea B:

$$q_{nf} = \left(\frac{B}{2d} + \pi + 1\right) c \quad \text{pentru } \frac{B}{d} \geqslant 2; \tag{4.4}$$

— pentru o fundaţie circulară cu diametrul B:

$$q_{nf} = \left(\frac{B}{3d} + \pi + 1\right) c \quad \text{pentru } \frac{B}{d} \geqslant 6. \tag{4.5}$$

Dacă valoarea raportului B/d este mai mică decît cele indicate, q_{nf} se obţine cu formulele (2.11) şi (2.12), corespunzătoare stratelor groase.

Trebuie de asemenea reţinut faptul că deformaţiile plastice care se produc ca urmare a depăşirii eforturilor limite apar, în cazul stratelor subţiri, la presiuni efective mai mici decît în cazul stratelor groase de argilă. Atît pentru fundaţiile continue, cît şi pentru cele circulare, efortul maxim de tăiere care ia naştere în stratul de argilă este aproximativ egal cu $\frac{1}{2} q_n$.

Fundaţii de suprafaţă încărcate excentric

Ca exemple de fundaţii supuse unor sarcini excentrice pot fi citate fundaţiile de stîlpi ale clădirilor înalte, la care presiunile exercitate de vînt dezvoltă momente încovoietoare apreciabile la baza stîlpilor, fundaţiile stîlpilor cu consolă pe care reazemă calea podurilor rulante, precum şi fundaţiile zidurilor de sprijin.

Distribuţia presiunilor sub fundaţiile încărcate excentric este considerată liniară, aşa cum se vede în fig. 4.5, *a*; presiunea maximă nu trebuie să depăşească presiunea admisibilă corespunzătoare fundaţiilor cu sarcină centrică.

Pentru talpa izolată din fig. 4.5,*a*, la care rezultanta sarcinilor se află în treimea mijlocie a bazei, presiunea maximă este

$$q_{max} = \frac{W}{BL} + \frac{My}{I}, \tag{4.6}$$

ceea ce pentru o talpă simetrică încărcată centric devine

$$q_{max} = \frac{W}{BL} + \frac{6M}{B^2L}. \tag{4.6a}$$

În mod analog, presiunea minimă este

$$q_{min} = \frac{W}{BL} - \frac{6M}{B^2L} \tag{4.6b}$$

Dacă forța rezultantă se află în afara treimei mijlocii a bazei, relația (4.6b) arată că sub talpa fundației apar eforturi de întindere. Astfel de eforturi nu se pot însă dezvolta în realitate, iar distribuția presiunilor este de fapt cea reprezentată în fig. 4.5,*c*, respectiv

$$q_{max} = \frac{4W}{3L(B - 2e)} \tag{4.6c}$$

în care: W este sarcina axială totală;
M — momentul încovoietor;
y — distanța de la centrul de greutate al suprafeței tălpii pînă la marginea ei;
I — momentul de inerție al suprafeței tălpii;
e — distanța de la centrul de greutate al suprafeței tălpii pînă la rezultanta încărcărilor.

În cazul cînd criteriul de stabilire a presiunii admisibile este capacitatea portantă limită la cedare prin depășirea rezistenței la tăiere, valoarea acesteia din urmă se va calcula pe baza relațiilor (2.5), (2.6), (2.9), (2.10), (2.11) sau (2.12) pentru lățimea B, adîncimea D și valorile c sau Φ obținute prin încercări pe teren sau în laborator. Presiunii maxime marginale a fundației trebuie să-i corespundă un coeficient de siguranță de cel puțin 3 față de presiunea limită, cu excepția cazurilor în care excentricitatea încărcărilor se datorește vîntului, și cînd se va aplica metoda descrisă la pag. 104 Dacă presiunile admisibile se determină pe baza criteriului tasării admisibile, presiunile stabilite cu ajutorul curbelor din fig. 2.13 vor fi considerate valori limită pentru presiunea maximă marginală și nu pentru presiunea medie pe talpa fundației. În cazul unei distribuții triunghiulare a presiunilor (fig. 4.5,*b*), Peck, Hanson și Thorn-

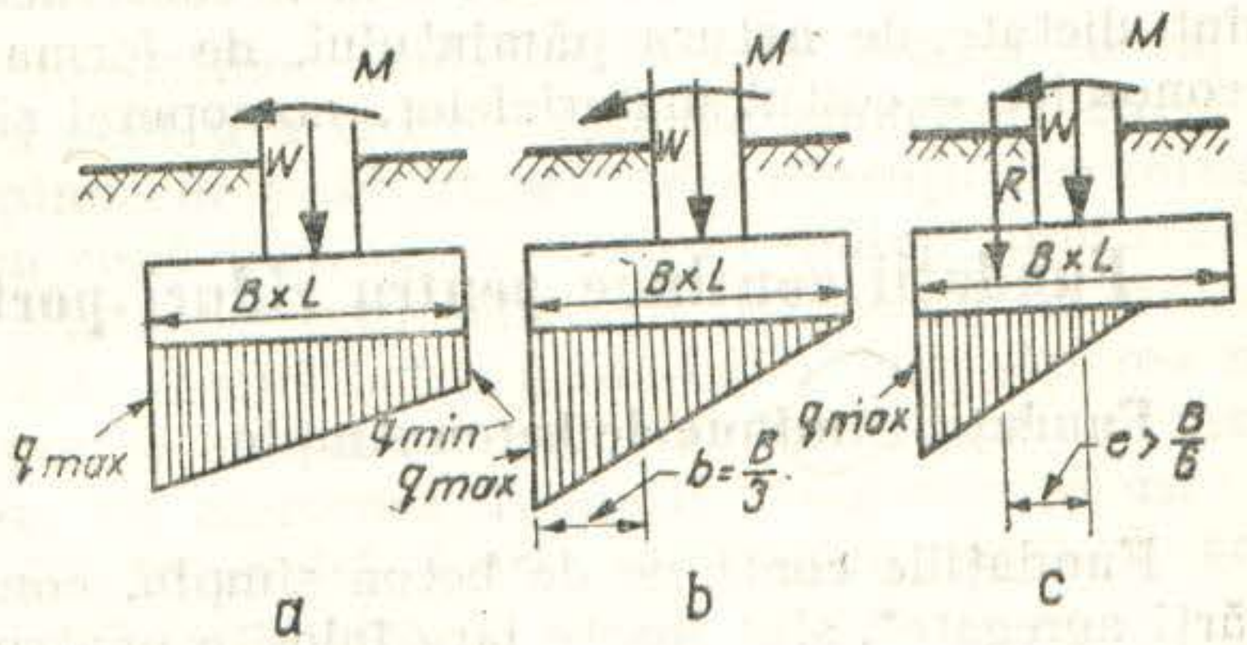


Fig. 4.5. Fundație izolată încărcată excentric.

burn [4.3] recomandă ca presiunile admisibile să fie comparate cu presiunea efectivă maximă q_{max} însă lățimea efectivă a fundației care se introduce în fig. 2.13 poate fi o treime din lățimea totală a fundației (B / 3). La fundațiile încărcate excentric așezate pe nisip tasarea este o problemă importantă, întrucît poate duce la înclinarea fundației și în consecință la creșterea excentricității și a presiunii maxime, avînd ca urmări posibile curgerea plastică sau chiar cedarea terenului. Dacă fundația este împiedicată să se încline, presiunea maximă marginală poate depăși pe cea admisibilă corespunzătoare încărcării centrice.

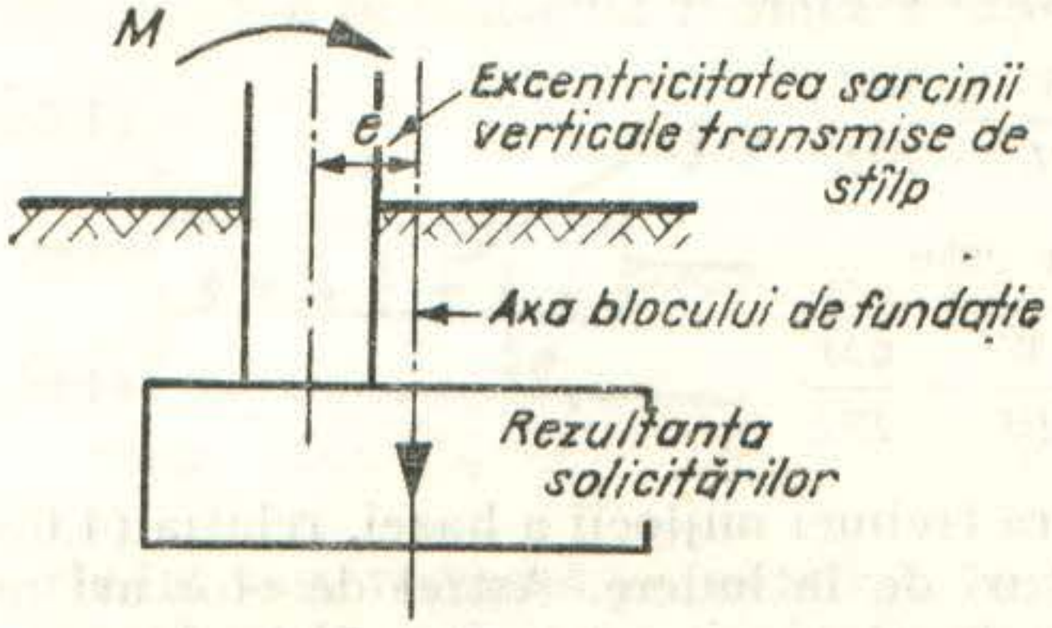


Fig. 4.6. Dispunerea stîlpului în mod excentric față de blocul de fundație în scopul uniformizării presiunii pe teren.

În cazurile în care încărcarea excentrică a stîlpului se datorează unor momente încovoietoare cu acțiune permanentă, de exemplu provenite din greutatea proprie a construcției, este avantajos ca stîlpul să fie plasat excentric față de blocul de fundație, astfel încît rezultanta forței axiale și momentelor să treacă prin centrul bazei fundației (fig. 4.6). În felul acesta, blocul nu mai este solicitat excentric, iar presiunile de teren sînt uniform distribuite.

PROIECTARE ȘI EXECUȚIE

În cele ce urmează se vor expune cîteva dintre aspectele practice ale proiectării și metodelor de execuție a fundațiilor de mică adîncime continue, izolate sau sub formă de radier. Formele constructive ale acestor tipuri de fundații sînt dictate de natura pămîntului, de forma construcției și de considerente economice — costul materialelor, manoperei și utilajului de execuție.

Fundații continue pentru ziduri portante

Fundații continue de beton simplu

Fundațiile continue de beton simplu, constituit din o parte ciment la 9 părți agregate*, sînt foarte larg folosite pentru zidurile portante ale construcțiilor de locuințe, zidurile laterale, precum și panourile de zidărie de la parterul construcțiilor cu cadre. Încărcarea pe unitatea de lungime a unor astfel de ziduri este foarte mică, iar în cazul zidurilor de cărămidă, lățimea fundațiilor

* Un beton atît de slab (dozaj 1 : 9) nu se va folosi în cazul în care pămîntul conține sulfați sau alte substanțe agresive în cantități care ar putea provoca degradarea betonului (v. cap. 13).

este impusă de dimensiunile zidurilor şi de necesităţile constructive legate de asigurarea unei bune rezemări, mai mult decît de capacitatea portantă a terenului. Astfel, în fig. 4.7, zidul din cărămidă cu goluri, gros de 28 cm, necesită o evazare a blocului de fundaţie de 15 cm de fiecare parte, de unde rezultă o lăţime totală a fundaţiei de 58 cm. Sarcina pe metrul liniar de zid la clădirile

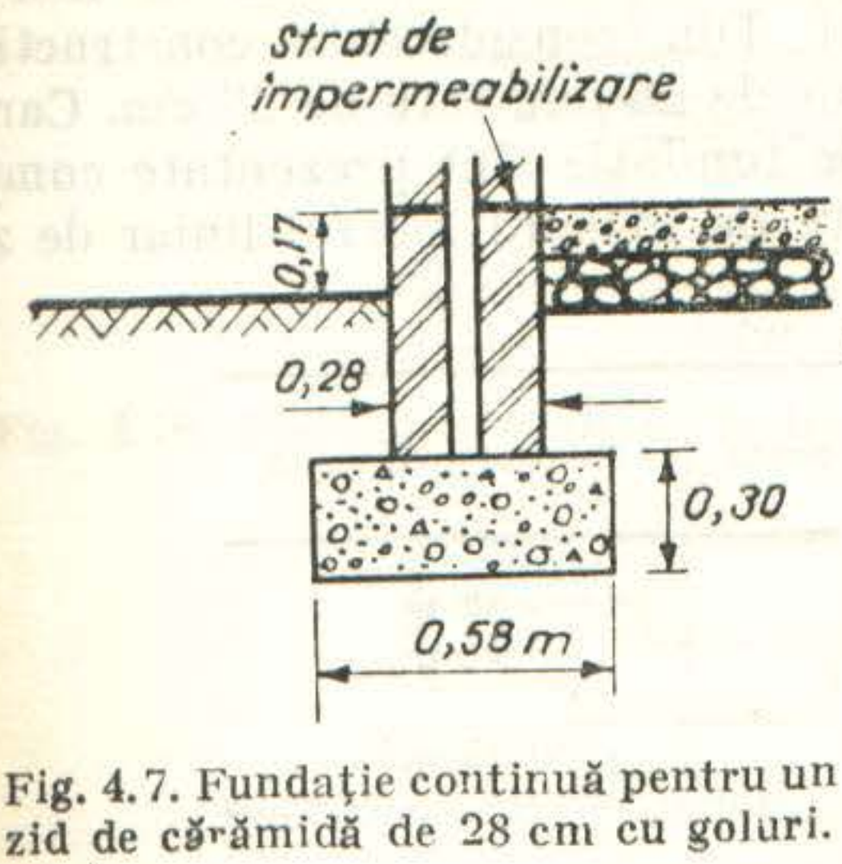


Fig. 4.7. Fundaţie continuă pentru un zid de cărămidă de 28 cm cu goluri.

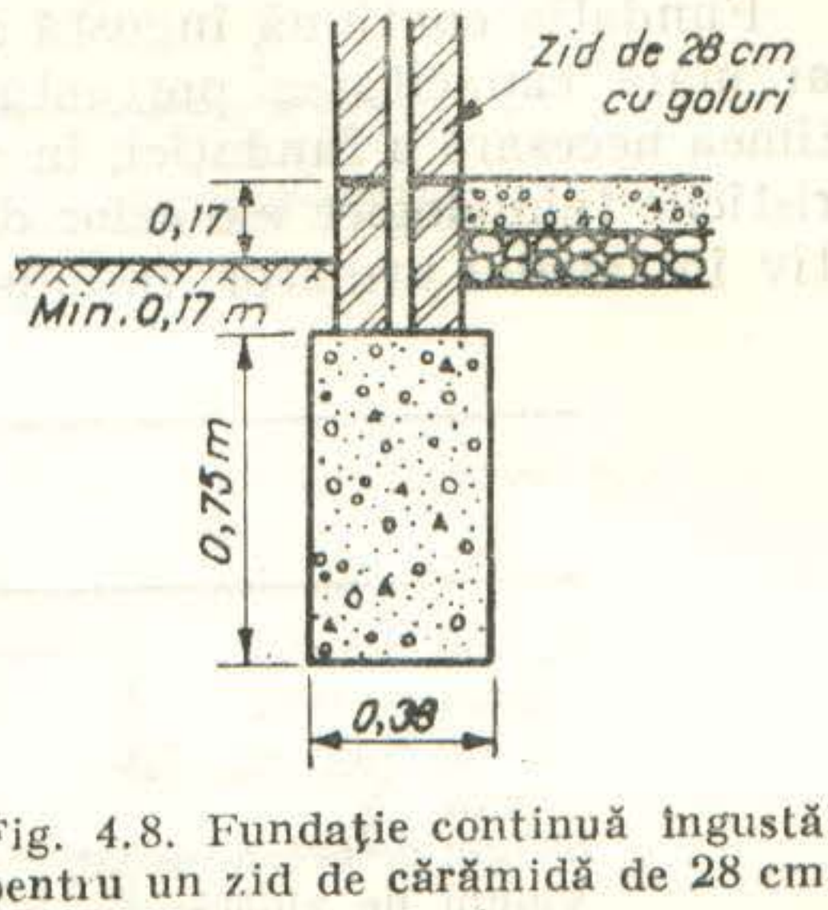


Fig. 4.8. Fundaţie continuă îngustă pentru un zid de cărămidă de 28 cm cu goluri.

cu două niveluri este de aproximativ 33 kN, ceea ce corespunde la o presiune puţin mai mare decît 0,5 daN / cm² în cazul unei fundaţii de 58 cm lăţime. În astfel de condiţii, coeficientul de siguranţă în raport cu cedarea prin depăşirea rezistenţei la tăiere poate fi, în cazul argilelor vîrtoase sau nisipurilor îndesate, egal cu 10 sau mai mare. Rezultă că în astfel de pămînturi capacitatea portantă nu este judicios utilizată; ar putea fi indicată adoptarea unor fundaţii înguste de forma celei reprezentate în fig. 4.8.

Fundaţii continue înguste

Caracteristica esenţială a fundaţiilor continue înguste constă în faptul că săpăturile sînt prea înguste pentru a fi executate de muncitori direct în tranşee. Succesul lucrărilor depinde de posibilitatea unei execuţii mecanizate, de exemplu cu un excavator cu cupă îngustă montată în spatele unui tractor uşor sau un utilaj special cu graifăr. Pereţii săpăturii trebuie să reziste fără a fi sprijiniţi pînă ce în aceasta se toarnă betonul fundaţiei. Nici săparea manuală, nici cea mecanică nu pot fi eficiente dacă pămîntul conţine multe pietre mari sau rădăcini groase. De asemenea, fundaţiile continue înguste nu pot fi executate în mod economic în argilele foarte moi sau în nisipurile acvifere care reclamă elemente dese de sprijinire.

Dacă însă condiţiile geotehnice sînt corespunzătoare, acest sistem de fundare asigură economii importante de manoperă şi materiale. Se consideră ca exemplu fundaţiile unei clădiri ale cărei ziduri transmit o sarcină de 33 kN / m pe un teren de fundaţie constituit din argilă fisurată vîrtoasă. Adîncimea minimă de fundare care asigură protecţia împotriva efectelor umflării şi contracţiei sezoniere este de 0,90 m, iar capacitatea portantă limită a terenului pentru o fundaţie continuă cu lăţimea de 0,60 m la această adîncime este egală cu

de 7,7 ori rezistența la tăiere (v. fig. 2.11*c*). Considerînd o rezistență la tăiere de 0,5 daN / cm², rezultă o capacitate portantă limită de 3,85 daN / cm². O fundație continuă obișnuită pentru un zid de cărămidă de 28 cm grosime, care are o lățime de 58 cm, transmite pe teren o presiune de 0,57 daN / cm²; coeficientul de siguranță față de presiunea limită rezultă egal cu 6,8.

Fundația continuă îngustă reprezentată în fig. 4.8 utilizează în măsură mai mare capacitatea portantă a terenului. Din considerente constructive, lățimea necesară a fundației, în cazul zidurilor de 28 cm, este de 38 cm. Caracteristicile tehnologice ale celor două tipuri de fundație sînt prezentate comparativ în tabelul următor, luîndu-se ca unitate de măsură metrul liniar de zid.

	Fundație obișnuită	Fundație îngustă
Lățime totală	0,58 m	0,38 m
Adîncime totală	0,92 m	0,92 m
Volum total de săpătură	0,53 m³	0,35 m³
Volum de beton turnat	$0,58 \times 0,30 = 0,174 m^3$	$0,38 \times 0,75 = 0,286 m^3$
Volum de zidărie de cărămidă	$0,28 \times 0,62 = 0,174 m^3$	$0,28 \times 0,17 = 0,048 m^3$
Cofraje la partea superioară	Nu	Eventual necesare (la teren accidentat)
Pămînt compactat deasupra fundației	$2 \times 0,62 \times 0,15 = 0,19 m^3$	$2 \times 0,17 \times 0,05 = 0,02 m^3$
Volum de pămînt rămas	0,34 m³	0,33 m³

Fundații în trepte

Fundațiile construcțiilor aflate pe terenuri în pantă nu trebuie să fie neapărat la același nivel pe întreaga suprafață a clădirii. Se admite, în astfel de cazuri, executarea fundațiilor în trepte, așa cum este schițat în fig. 4.9. În mod asemănător, dacă fundațiile sînt coborîte mai jos de un strat superficial

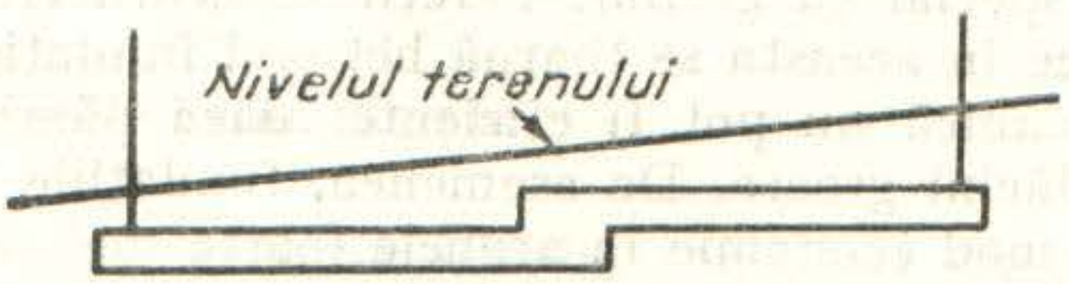


Fig. 4.9. Fundație în trepte pe un amplasament în pantă.

de umplutură sau pămînt slab, baza lor poate fi prevăzută cu mai multe trepte, în așa fel încît să urmărească variațiile de nivel ale stratului portant situat dedesubt (fig. 4.10). Treptele trebuie să fie petrecute pe o distanță egală cel puțin cu înălțimea fundației *t* și în același timp cel puțin cu de două ori înălțimea treptei, așa cum se arată în fig. 4.11, *a* și *b*. Treptele nu vor fi mai înalte

decît înălțimea corpului fundației, în caz contrar fiind necesare măsuri speciale. Apar de exemplu situații în care fundațiile trebuie să fie denivelate, pentru a se ține seama de existența unei pivnițe vechi. Se vede de la început că o execuție în trepte conform schiței din fig. 4.12,*a* nu este rațională. Fun-

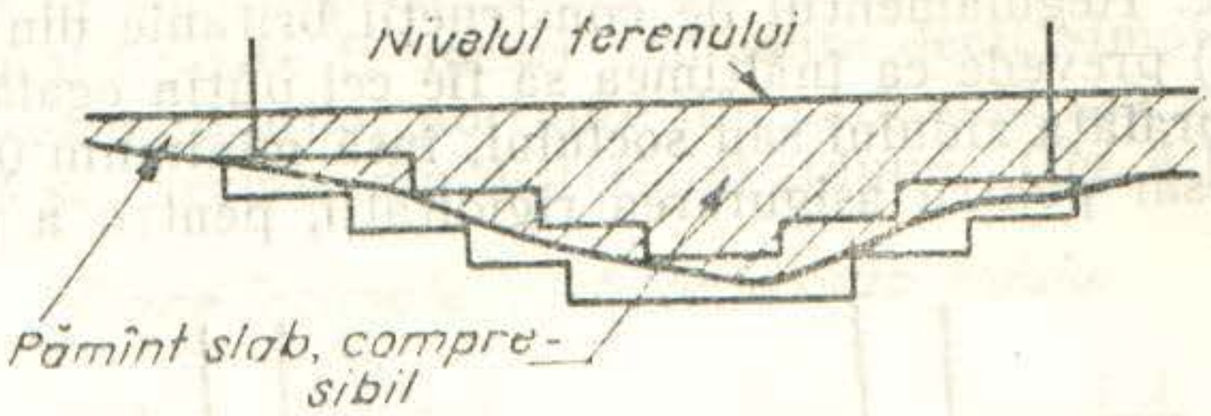


Fig. 4.10. Fundație executată în trepte pentru a urmări relieful stratului portant.

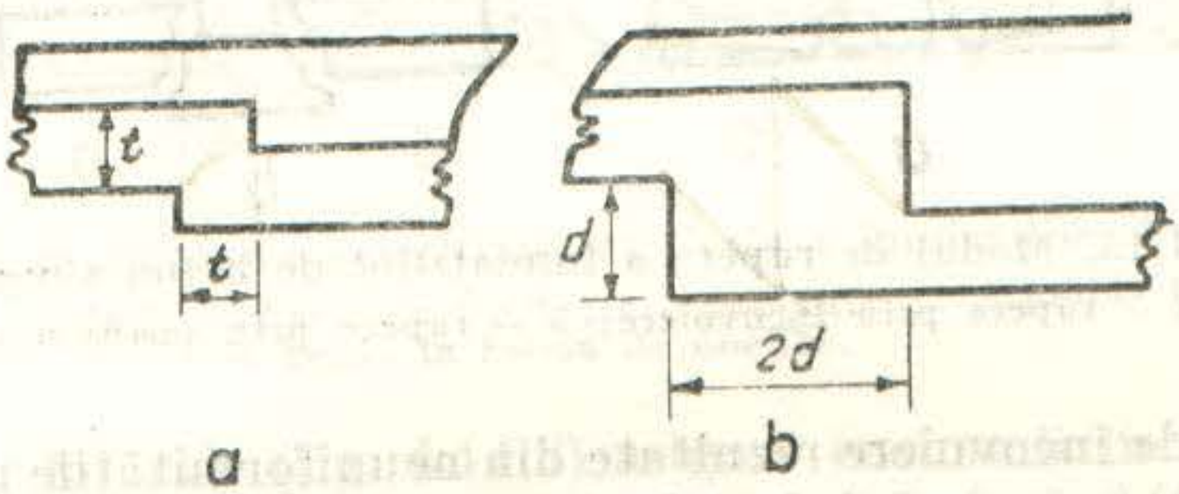


Fig. 4.11. Condițiile de suprapunere a treptelor fundațiilor continue cu denivelări.

dațiile de mică adîncime din fig. 4.12,*a* sînt așezate pe teren natural, care poate fi afînat sau relativ compresibil în vecinătatea suprafeței, în timp ce fundațiile pivniței se găsesc pe pămînt mai îndesat sau mai vîrtos, întrucît s-a consolidat anterior sub greutatea construcției aflate deasupra pivniței. Fundațiile

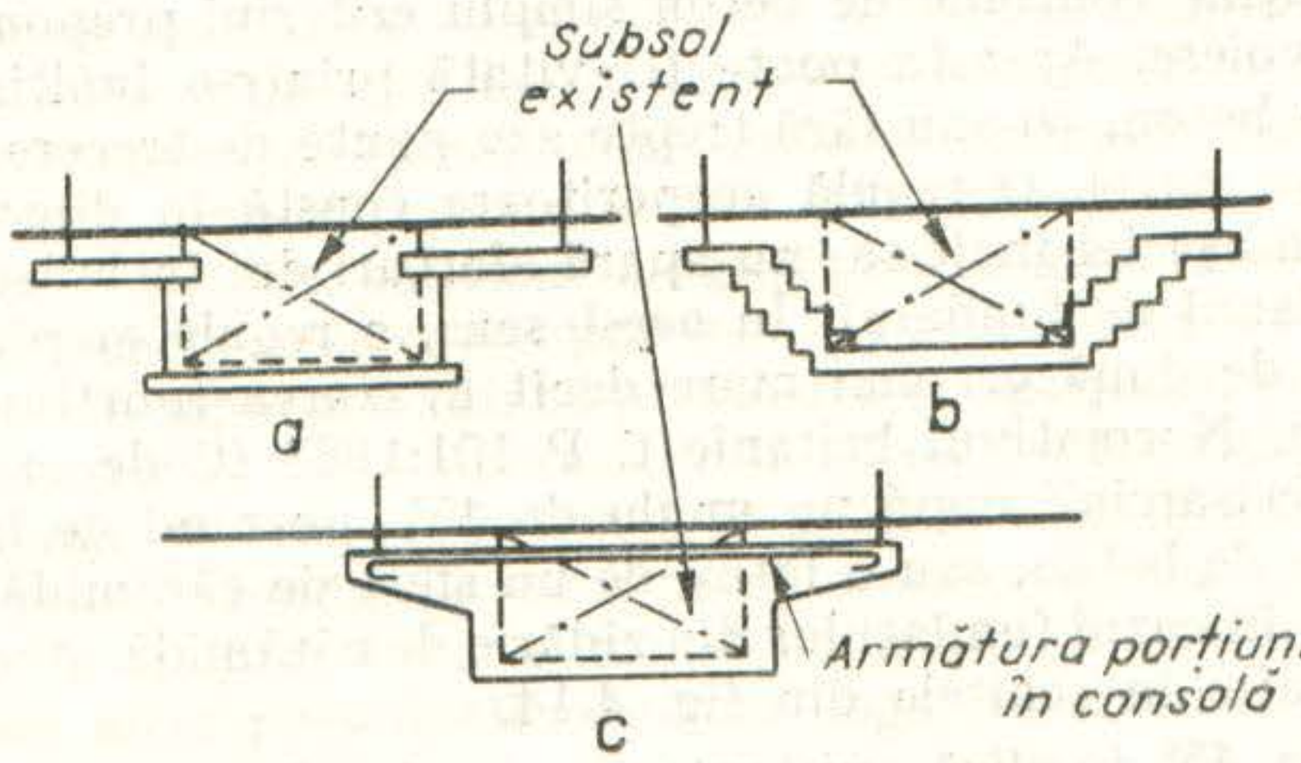


Fig. 4.12. Fundații în trepte la subsoluri.

pot fi prevăzute cu trepte ca în fig. 4.12,*b* sau, pentru a se economisi volumul de săpături și materialele, pot fi realizate în forma din fig. 4.12,*c*, însă în această situație va fi necesară armarea porțiunilor de mică adîncime, în așa fel încît să lucreze sub forma unor console ale porțiunii centrale fundate la adîncime mai mare.

Înălţimea fundaţiei

Înălţimea blocului de beton în cazul fundaţiilor continue cu sarcini relativ mici este, de cele mai multe ori, condiţionată de prescripţii elaborate de autorităţile locale. Regulamentul de construcţii britanic din anul 1965 (Building Regulations) prevede ca înălţimea să fie cel puţin egală cu evazarea (lăţirea) faţă de suprafaţa zidului sau soclului, însă minimum 0,15 m. Acest minimum este necesar pentru asigurarea rigidităţii, pentru a permite fundaţiei

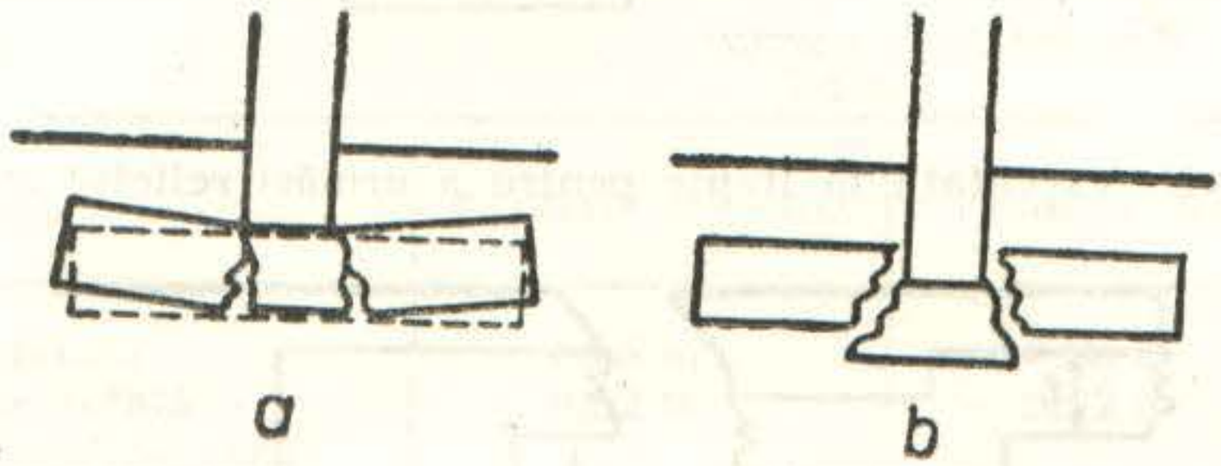


Fig. 4.13. Modul de rupere a fundaţiilor de beton simplu:
a — rupere prin încovoiere; *b* — rupere prin poansonare.

să preia eforturile de încovoiere rezultate din neuniformităţile pământului (pungi de material afînat) precum şi forţele longitudinale datorite dilatării şi contracţiei termice sau variaţiilor de umiditate. În cazul pământurilor argiloase se pot dezvolta în afară de cele arătate mai înainte şi presiuni de umflare apreciabile.

Cînd încărcările pe fundaţie sînt mari, criteriul de stabilire a lăţimii fundaţiilor este de obicei presiunea admisibilă pe teren, iar înălţimea este dictată de rezistenţa la încovoiere sau la forfecare a părţilor evazate (în consolă). Modul de rupere prin încovoiere este schiţat în fig. 4.13,*a*, iar prin poansonare în fig. 4.13,*b*. La fundaţiile continue de beton simplu criteriul preponderent este ruperea prin încovoiere. Aceasta poate fi evitată printr-o înălţime corespunzătoare a tălpii de beton, cu sau fără trepte sau pante de trecere de la grosimea zidului la lăţimea bazei. O regulă acoperitoare constă în dimensionarea înălţimii fundaţiei în aşa fel încît să nu apară eforturi de întindere pe suprafaţa inferioară (pe planul de fundare). În acest sens, o regulă empirică prevede ca înălţimea să fie de două ori mai mare decît evazarea (porţiunea în consolă) Cu toate acestea, Normativul britanic C P 101:1963 (Code of Practice) [4.4] acceptă repartiţia sarcinii după un unghi de 45° pornind de la baza zidului, pentru fundaţiile de beton, sau o lăţire de un sfert de cărămidă pentru fiecare rînd de cărămizi, în cazul fundaţiilor din zidărie de cărămidă. Această prevedere este ilustrată grafic în schiţele din fig. 4.14.

Repartiţia la 45° implică existenţa unui mic efort de întindere pe faţa inferioară a fundaţiei, însă valoarea sa nu poate fi determinată, fiindcă depinde de încovoierea tălpii şi de excentricitatea sarcinii, elemente care nu pot fi calculate cu precizie; din acest motiv, repartiţia la 45° se adoptă atunci cînd prin proiectare este permisă dezvoltarea unor anumite eforturi de întindere în beton.

La fundaţiile late şi adînci se pune problema economiei de beton, condiţie care se poate realiza prin prevederea de trepte sau de pante laterale. Din fig.

4.14,*a* se vede că o talpă de secţiune dreptunghiulară comportă o porţiune considerabilă care nu contribuie deloc la repartizarea sarcinilor transmise de zid. Risipa este mai mică, dacă blocul de beton este prevăzut cu o treaptă, aşa cum se vede în fig. 4.14,*b*. Această formă de fundaţie face însă necesară turnarea betonului în două reprize, treapta superioară fiind turnată în cofraj. Costul acestor operaţii poate fi uneori mai mare decît simpla sporire a înălţimii blocului. În cazul zidurilor portante din cărămidă sau piatră, este avantajos ca treptele să se execute din materialul zidului. (fig. 4.14,*c*). Executarea

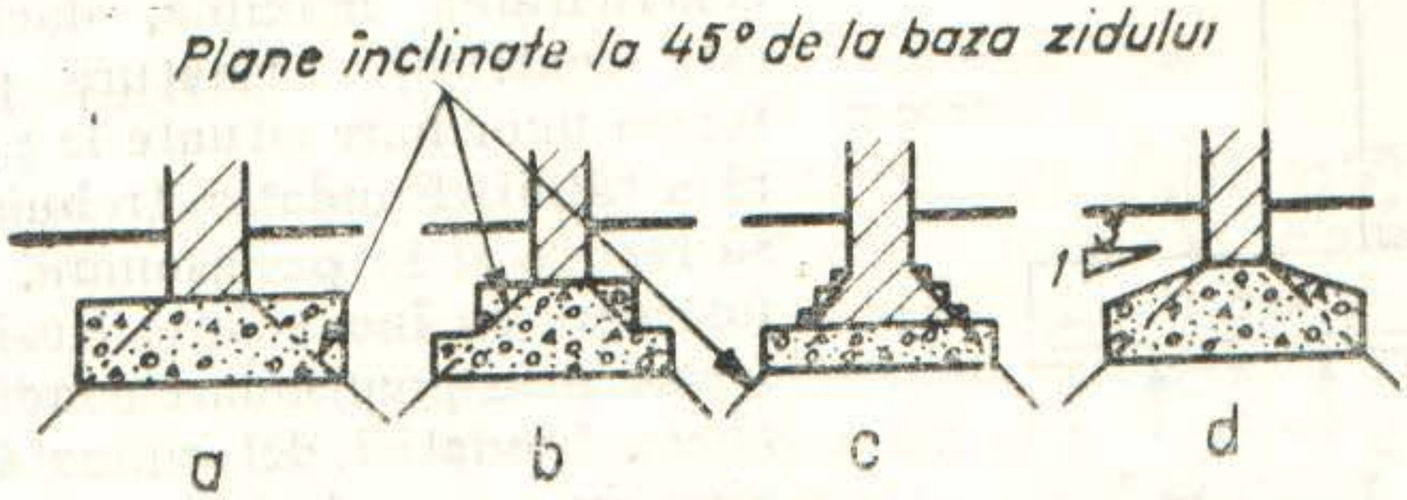


Fig. 4.14. Modul de alcătuire a secţiunii verticale a fundaţiilor de beton simplu:
a — talpă simplă; *b* — fundaţie de beton în trepte; *c* — fundaţie de cărămidă în trepte; *d* — fundaţie de beton în formă de obelisc.

în pantă a părţilor laterale (fig. 4.14,*d*) asigură economii în volumul de beton şi permite totodată turnarea într-o singură repriză, însă dacă panta este mai mare decît 1:3 sînt necesare cofraje. Execuţia şi amplasarea cofrajelor în săpătură este anevoioasă şi costisitoare; pe de altă parte, economia realizată prin executarea tălpii cu pante line (ca în fig. 4.14,*d*) este problematică, excepţie făcînd doar fundaţiile continue foarte lungi, astfel încît în majoritatea cazurilor talpa simplă din fig. 4.14,*a* constituie soluţia cea mai economică.

Chiar în cazul fundaţiilor late sau cu sarcini mari este întotdeauna indicat să se ţină seama de avantajele economice ale betonului simplu faţă de betonul armat. Indicaţia este utilă mai ales atunci cînd fundaţiile trebuie coborîte la o adîncime relativ mare, de exemplu sub un strat de umplutură sau de pămînt moale. În astfel de împrejurări poate fi mult mai economic să se toarne în săpătură un strat de beton slab, suficient de gros pentru asigurarea unei distribuţii a sarcinilor la 45°, decît să se confecţioneze şi să se monteze o armătură destul de complicată într-o săpătură adîncă prevăzută cu sprijiniri, cu grija deosebită necesitată de punerea în operă a betonului în asemenea condiţii. Betonul simplu permite şi economii de ciment, întrucît în pămînturile lipsite de agresivitate se pot folosi, pentru fundaţiile nearmate, amestecuri cu proporţia ciment: agregate de 1:9, în timp ce betonul armat confecţionat conform normativului C.P 114 [4.5] sau altor prescripţii este mai bogat în ciment.

Fundaţii continue de beton armat

Fundaţiile continue de beton armat pot prezenta avantaje din punct de vedere economic asupra celor de beton simplu în cazul pămînturilor slabe şi încărcărilor mari, care necesită fundaţii cu lăţime mare situate la adîncimi relativ mici. Armarea sub forma unor bare *longitudinale* este de asemenea indi-

cată pentru fundațiile continue executate pe pămînturi cu rezistență foarte variată de la un punct la altul, precum și atunci cînd valoarea încărcărilor se modifică brusc de-a lungul fundației.

Armarea transversală a fundațiilor continue cu lățime mare se determină considerînd că porțiunea care depășește grosimea zidului lucrează ca o consolă avînd secțiunea critică în planul suprafeței zidului (linia XX în fig. 4.15) și fiind încărcată pe fața inferioară cu presiunea efectivă în condițiile cele mai defavorabile de încărcare (respectiv excentricitatea maximă, dacă sarcina nu este centrică). Armătura principală are forma unor bare situate la partea inferioară a tălpii. Fundația trebuie calculată ca să reziste și la poansonare, precum și la forfecare cu încovoiere. Rezistența la forfecare prin poansonare condiționează înălțimea fundației, determinată în mod aproximativ prin relația:

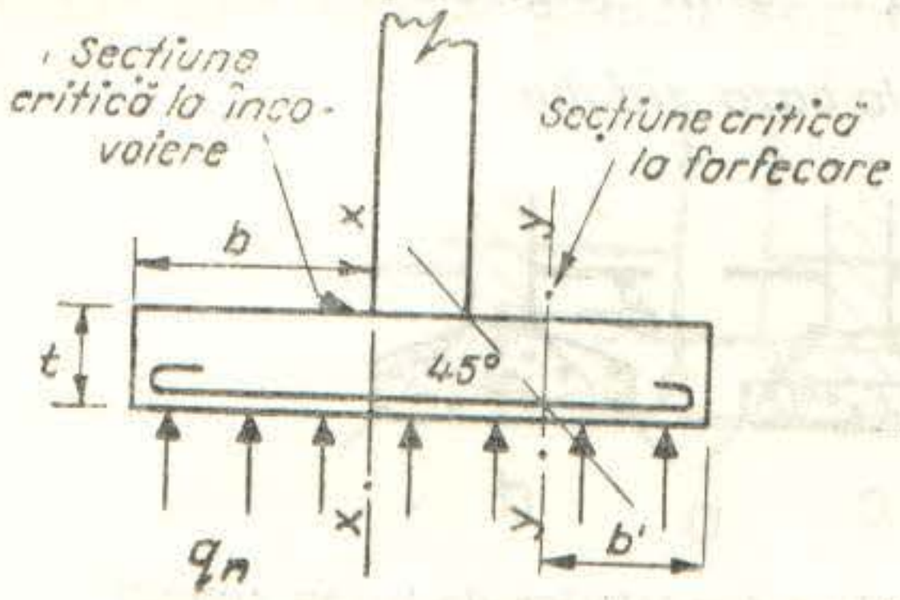


Fig. 4.15.

$$t = \frac{q_n \cdot b}{s_p} \text{ [cm]} \qquad (4.7)$$

în care: q_n este presiunea netă exercitată de fundație, în daN / cm²;

b — lățimea fundației în consolă, în cm;

s_p — efortul admisibil de tăiere prin poansonare, în daN / cm².

Normativul britanic CP 114 [4.5] nu prevede verificarea la poansonare și nu dă valori pentru eforturile admisibile respective; cu toate acestea, poansonarea reprezintă un criteriu util de dimensionare, putîndu-se considera, pentru betoanele obișnuite de fundații, o valoare s_p egală cu 14 daN / cm².

După obținerea unei valori preliminare a înălțimii tălpii este necesară verificarea adîncimii necesare pentru ca fundația să reziste la încovoiere și la forfecare. Dacă adîncimea economică necesitată de încovoiere și forfecare este mai mică decît adîncimea de poansonare, atunci aceasta trebuie neglijată. În calculul de încovoiere porțiunea de deschidere b din fig. 4.15 este considerată în consolă, valoarea momentului încovoietor în dreptul suprafeței zidului fiind

$$M_b = \frac{q_n \cdot b^2}{2} \text{ [daN / m pe metrul liniar de zid]} \qquad (4.8)$$

În continuare, trebuie verificat efortul de tăiere în secțiunea critică YY din fig. 4.15, determinată de intersecția unei linii înclinate la 45°, dusă de la baza zidului, cu linia centrului de greutate al armăturii de la partea inferioară a fundației:

$$\tau_{b'} = \frac{q_n \cdot b'}{l_a} \text{ [daN/cm²]} \qquad (4.9)$$

unde l_a este brațul de pîrghie al armăturii în secțiunea YY.

Dacă efortul de tăiere rezultat este mai mare decît valorile prevăzute în normativul CP 114, el se va reduce prin mărirea adîncimii efective a fundației. Se va evita pe cît posibil armătura de forfecare sub formă de etrieri sau bare înclinate.

Ca și în cazul fundațiilor de beton simplu, prevederea unor pante sau trepte la partea superioară a tălpii permite unele economii în cantitatea de beton turnată. De obicei se preferă soluția cu pante, însă dacă fundația este scurtă, costul cofrajului înclinat sau al execuției fără cofraj, utilizîndu-se un beton mai vîrtos, va depăși economia de beton realizată. În cazul fundațiilor continue de lungime mare, la care se pot folosi cofraje glisante sau elemente de inventar, execuția cu pante înclinate este în general în măsură să asigure o anumită economie în costul total al lucrărilor.

Detalii constructive

Se obișnuiește ca pe fundul săpăturii de fundație să se aștearnă un strat de egalizare de beton slab în grosime de 5—8 cm, pentru a se dispune de o suprafață curată și uscată, pe care să se asambleze armătura, asigurîndu-se și acoperirea necesară cu beton a barelor de oțel. Betonul de egalizare trebuie turnat cît mai curînd posibil după aducerea la cota din proiect a fundului săpăturii, apărînd astfel terenul de acțiunea deteriorantă a precipitațiilor, soarelui sau înghețului. Dacă materialul excavat este un nisip destul de curat sau un nisip cu pietriș, el poate fi amestecat cu ciment pentru a forma direct stratul de egalizare; în felul acesta se evită aducerea unor agregate din altă parte.

Pentru protecția armăturii împotriva coroziunii se consideră necesară o acoperire de beton de 5 cm, socotită de la fața superioară a betonului de egalizare la rîndul inferior de armătură. Dacă betonul se toarnă în cofraj de cherestea brută sau direct în groapă, acoperirea va fi de cel puțin 7,5 cm, în ultimul caz putînd ajunge pînă la 10 cm, în funcție de natura pămîntului, respectiv de posibilitatea de a fi finisat prin săpare la o suprafață mai mult sau mai puțin netedă, care să nu fie degradată de intemperii sau de circulația lucrătorilor. Din acest punct de vedere, un nisip afînat poate fi ușor răscolit,

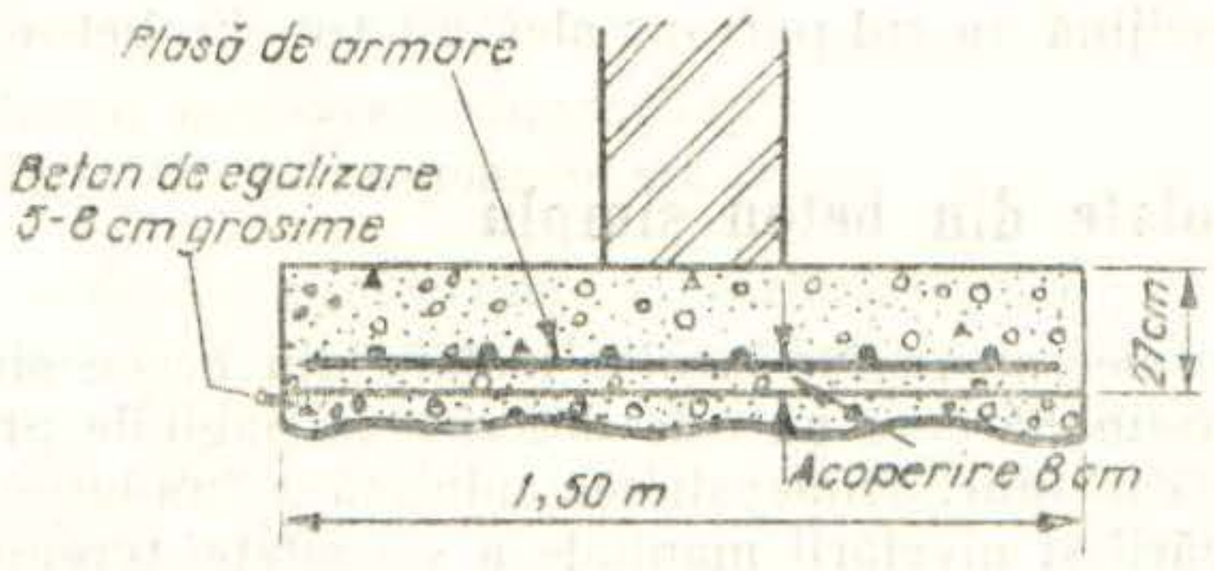


Fig. 4.16. Fundație continuă de beton armat pentru ziduri de cărămidă de 45 cm.

astfel încît fundația va necesita o acoperire mai mare a armăturii, în timp ce un amestec de nisip cu pietriș îndesat sau o argilă tare (ferită de înmuiere la suprafață) prezintă în general o suprafață mai stabilă, pe care poate fi turnată o fundație de beton armat cu o acoperire de 7,5 cm. Alte detalii asupra metodelor de săpare și protecției săpăturilor sînt expuse în cap. 9. Este de remarcat că normativul CP 114 impune o acoperire cu beton a armăturii de numai 3,8 cm; autorul recomandă însă adoptarea unor grosimi mai mari, avînd în vedere totuși că grosimile de ordinul a 10 cm sînt rareori necesare.

Dispoziția constructivă uzuală a unei fundații continue de beton armat pentru un zid de cărămidă este prezentată în fig. 4.16. Rețeaua de armătură este plasată în întregime la partea de jos a tălpii și poate fi asamblată de la suprafață, fiind apoi coborîtă pe stratul de beton de egalizare, după ce i s-au fixat elementele de distanțare („purecii") pentru acoperire.

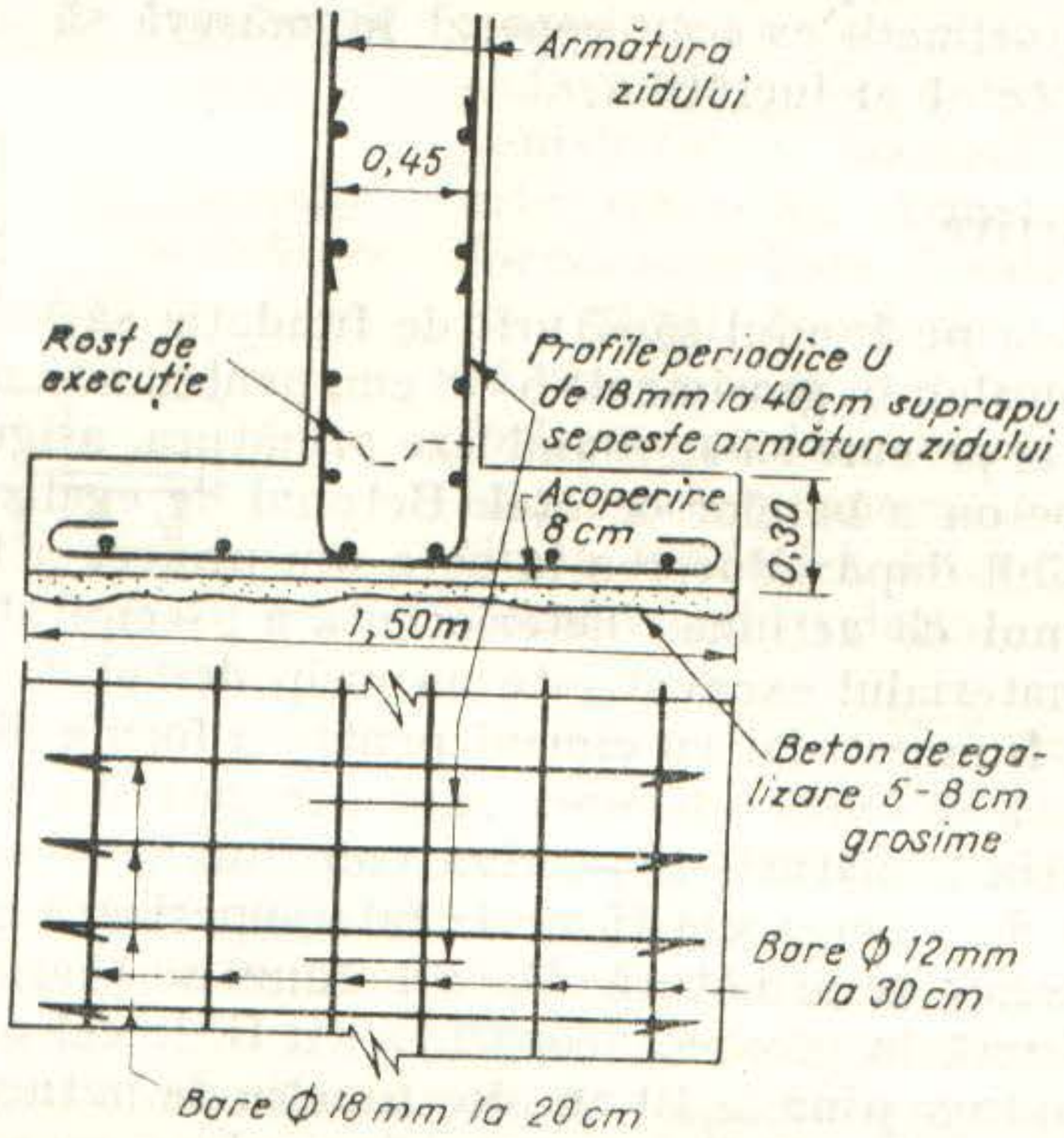


Fig. 4.17. Fundație continuă pentru un zid portant de beton armat.

În fig. 4.17 se prezintă modul de armare a unei tălpi continue de lățime mare, pe care se sprijină un zid portant alcătuit tot din beton armat.

Fundații izolate din beton simplu

Metodele de proiectare a fundațiilor izolate din beton simplu sau armat sînt în principiu asemănătoare cu cele descrise în paginile precedente, referitoare la fundațiile continue. Dimensiunea minimă a fundației este dictată de posibilitatea excavării și nivelării manuale a suprafeței terenului la adîncimea prescrisă, precum și a executării zidăriei sau montării structurii metalice a stîlpului în groapă. Fundația minimă pentru un stîlp din zidărie de cărămidă cu latura de 23 cm este un pătrat cu latura de 53 cm. Metoda de execuție care corespunde fundațiilor continue înguste (v. fig. 4.8) constă în executarea unei excavații circulare pînă la adîncimea necesară, cu ajutorul unei instalații mecanice de forare, și umplerea sa cu beton. Pe fundația izolată circulară astfel realizată se poate zidi un stîlp de cărămidă, sau se poate monta un stîlp metalic, în acest din urmă caz practicîndu-se în prealabil un locaș special în betonul tălpii. Economia realizată prin fundațiile executate prin forare se referă mai mult la mîna de lucru și la timp, decît la volumul excavat sau la canti-

tatea de beton pus în operă. Aceste fundații prezintă avantaje maxime atunci cînd sînt realizate sub forma unor fundații pe pile adînci.

Ca și în cazul fundațiilor continue, înălțimea fundațiilor izolate de beton simplu este determinată de necesitatea evitării eforturilor de întindere la nivelul suprafeței de rezemare sau reducerii lor la valori foarte mici. În primul caz se poate aplica regula empirică, potrivit căreia înălțimea fundației trebuie să fie de două ori mai mare decît porțiunea evazată (în consolă), iar în cel de-al doilea caz trebuie respectată regula distribuției la 45° a sarcinilor, așa cum se arată în fig. 4.14.

Principiile de alegere a formei fundației — în trepte, cu plane înclinate sau cu secțiune orizontală simplă — sînt identice cu cele enunțate la fundațiile continue.

Fundații izolate din beton armat

Fazele proiectării fundațiilor izolate din beton armat sînt următoarele:

a) Determinarea secțiunii de bază a fundației prin împărțirea încărcării totale a stîlpului și greutății proprii a fundației la presiunea admisibilă pe teren.

b) Determinarea înălțimii totale a fundației condiționate de efectul de poansonare al încărcării stîlpului.

c) Alegerea tipului de fundație, de exemplu bloc cu suprafață orizontală sau cu fețe înclinate; stabilirea înclinării fețelor laterale.

d) Verificarea dimensiunilor alese prin calcularea eforturilor tangențiale în secțiunile critice, în ipoteza că nu se prevăd bare înclinate pentru preluarea acestor eforturi.

e) Calculul momentelor încovoietoare și dimensionarea armăturii.

f) Verificarea eforturilor de aderență în armătură.

Calculul înălțimii necesare a fundației determinată de rezistența la poansonare

Luarea în considerare a efectului de forfecare prin poansonare constituie o orientare aproximativă în sensul stabilirii înălțimii totale a blocului de fundație. Așa cum s-a arătat mai înainte, criteriul poansonării nu este recunoscut de normativul CP 114. Pentru tălpi și stîlpi de secțiune circulară (fig. –4.18,*a*) înălțimea este dată de relația

$$t = \frac{W\left(1 - \frac{r_0^2}{r^2}\right)}{2\pi r_0 s_p} \text{ [cm]}; \qquad (4.10)$$

pentru tălpi și stîlpi de secțiune pătrată (fig. 4.18,*b*):

$$t = \frac{W\left(1 - \frac{a^2}{b^2}\right)}{4\, a s_p} \text{ [cm]}, \qquad (4.11)$$

iar pentru tălpi și stîlpi cu secțiunea dreptunghiulară (fig. 4.18,*c*):

$$t = \frac{W\left(1 - \frac{aa'}{bb'}\right)}{2(a+a')s_p} \quad [\text{cm}] \tag{4.11a}$$

în care r_0,r, a, a', b și b' sînt dimensiunile în centimetri ale stîlpilor și fundațiilor, prevăzute în fig. 4.18, W este greutatea stîlpului în daN, iar s_p este rezistența admisibilă la poansonare în daN / cm². Pentru mărcile de beton folosite la fundații și prevăzute în normativul CP 114 se poate considera o valoare s_p

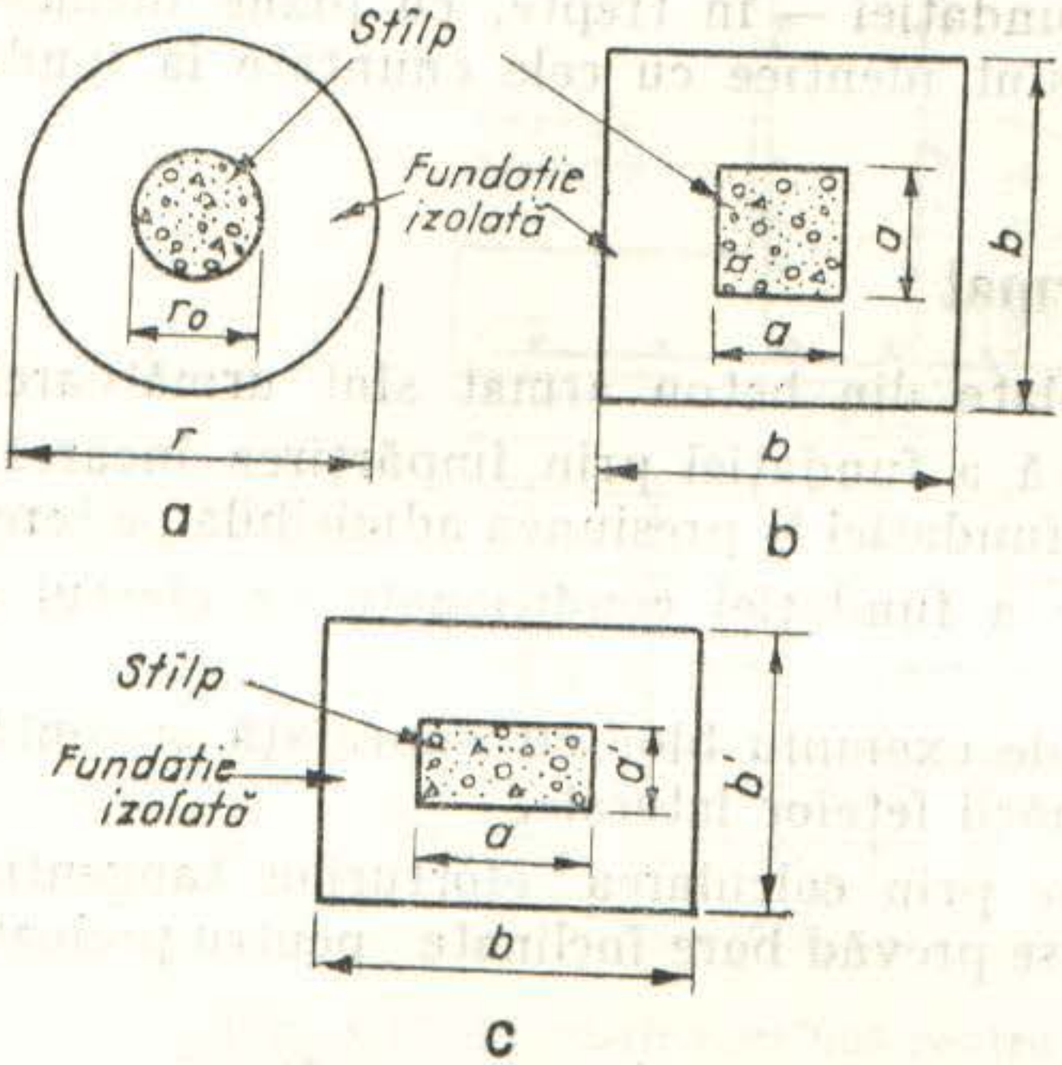


Fig. 4.18.

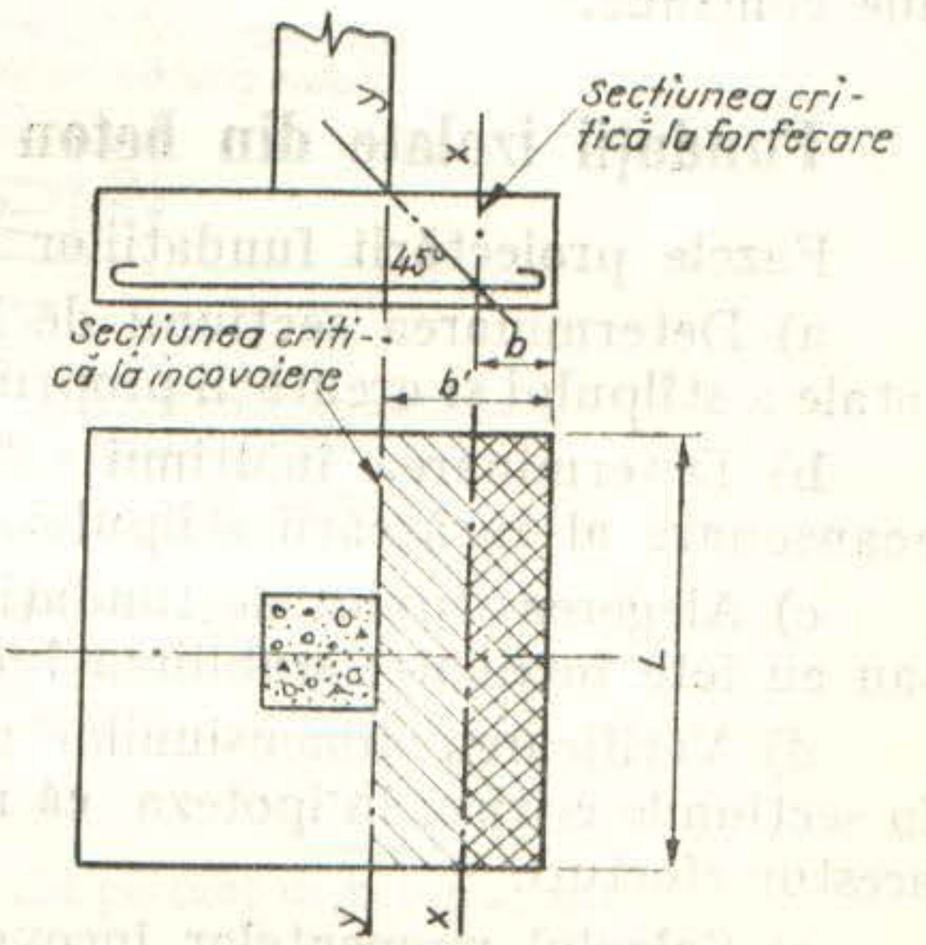


Fig. 4.19.

egală cu 14 daN / cm². După obținerea valorii aproximative a înălțimii, această valoare trebuie verificată prin calcularea eforturilor tangențiale în secțiunile critice; se vor avea în vedere, așa cum s-a arătat mai înainte, și cazurile în care înălțimea condiționată de rezistența la poansonare poate fi neglijată.

Calculul eforturilor de tăiere în secțiunile critice

În cazul tălpilor de înălțime uniformă, secțiunea critică este situată la intersecția liniilor înclinate la 45°, coborîte de la baza stîlpului, cu rîndul cel mai de jos de armătură, respectiv secțiunea XX din fig. 4.19.

Efortul de tăiere este dat de

$$\tau = \frac{q_n \cdot b \cdot L}{L \cdot l_a} \tag{4.12}$$

în care: q_n este presiunea efectivă netă pe teren în porțiunea exterioară secțiunii considerate;
b — lățimea secțiunii considerate;
l_a — brațul de pîrghie al armăturii;
L — lungimea tălpii.

În cazul tălpilor prevăzute cu trepte există cîte o secțiune critică pentru fiecare treaptă, iar efortul de tăiere trebuie verificat pentru înălțimea redusă a fiecăreia. Dacă fundația este concepută cu plane înclinate la partea superioară este necesar ca efortul tangențial să fie verificat în două sau trei puncte. Dacă valorile determinate prin calcul depășesc pe cele admisibile stabilite de prescripții, înălțimea blocului de fundație trebuie sporită. Pe cît posibil, armăturile speciale sub formă de etrieri sau bare înclinate vor fi evitate.

Calculul momentelor încovoietoare la fundațiile izolate cu încărcare centrică

În normativul britanic CP 114 se prevede că „Momentul încovoietor într-o secțiune oarecare a blocului de bază al unui stîlp sau zid de beton armat este momentul forțelor care acționează pe întreaga suprafață aflată de o parte a secțiunii. Secțiunea critică la încovoiere se consideră la nivelul suprafeței stîlpului sau zidului".

Astfel, în fig. 4.19, momentul încovoietor în secțiunea critică YY este

$$M_y = q_n \cdot b' \cdot \frac{b'}{2} \tag{4.13}$$

pe unitatea de lățime a tălpii de fundație.

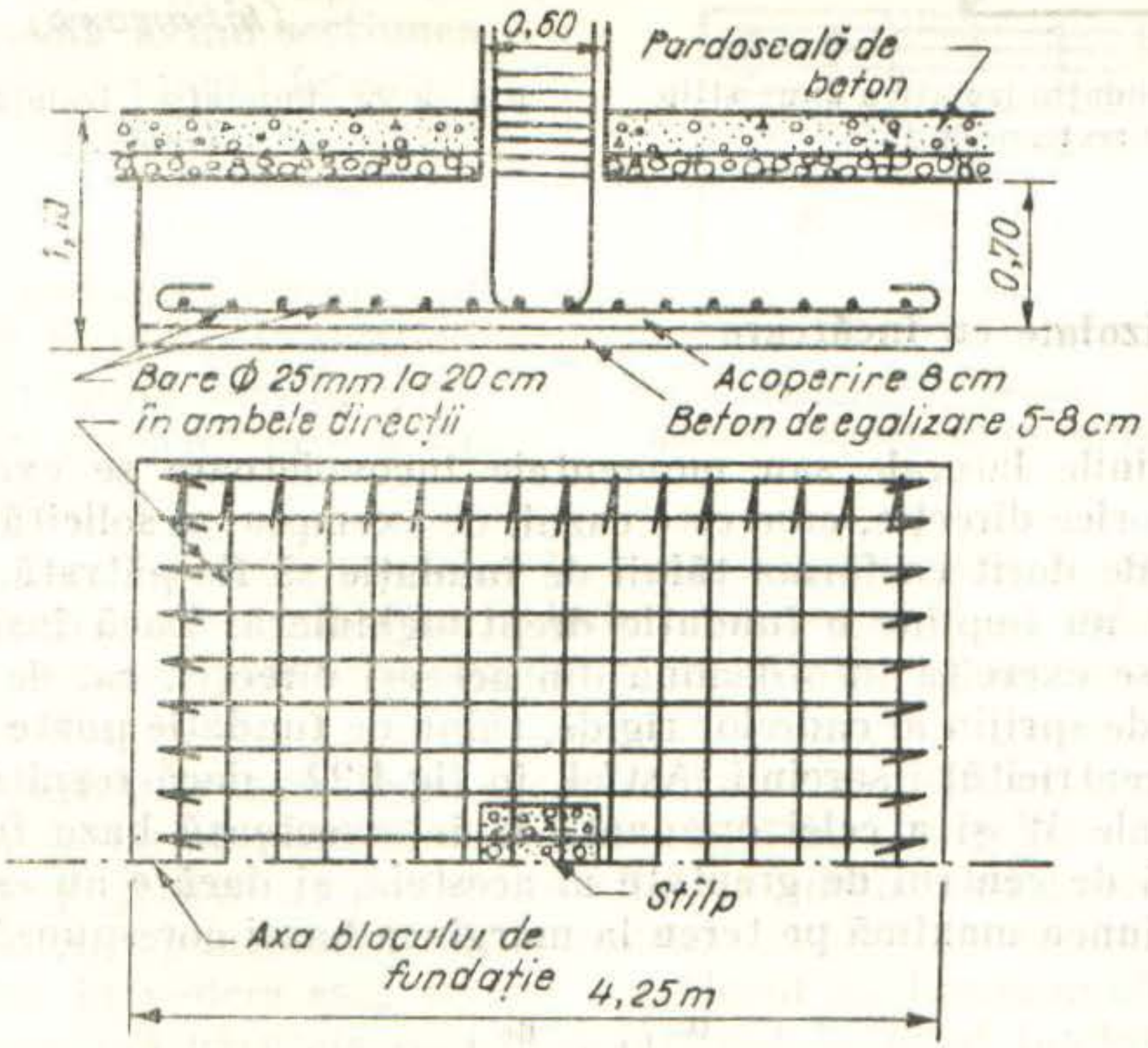


Fig. 4.20. Fundație pătrată de beton armat (v. exemplul de calcul 4.5.).

Fundațiile de formă pătrată sau dreptunghiulară sînt preferate celor circulare, întrucît acestea din urmă necesită bare de armare de lungimi diferite, iar cofrajele, dacă sînt necesare pentru trepte sau fețe înclinate, sînt costisi-

toare. În fig. 4.20 sînt date detaliile de armare pentru o fundaţie izolată obişnuită. Pentru fundaţiile dreptunghiulare, normativul amintit prevede ca, în vecinătatea stîlpului, armătura paralelă cu latura mică să fie îndesită.

Fundaţii izolate pentru stîlpi în formă de L

Stîlpii situaţi la colţurile structurilor în cadre din beton armat au deseori, din motive arhitectonice, formă de L. Centrul fundaţiei izolate a unor asemenea stîlpi trebuie plasat pe verticala centrului de greutate al stîlpului, aşa cum se vede în fig. 4.21. Blocul de fundaţie se proiectează şi se dimensionează la fel ca pentru stîlpii pătraţi sau dreptunghiulari. Eforturile de poansonare sînt mici, datorită perimterului mare al stîlpului, în raport cu încărcarea.

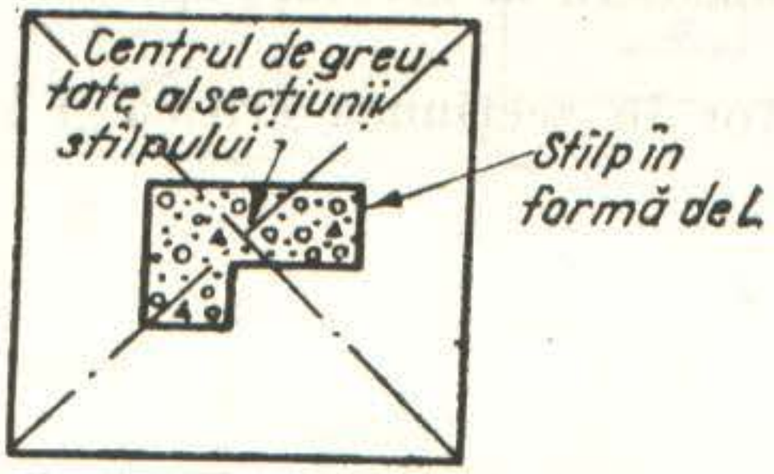


Fig. 4.21. Fundaţia izolată a unui stîlp cu secţiune în L.

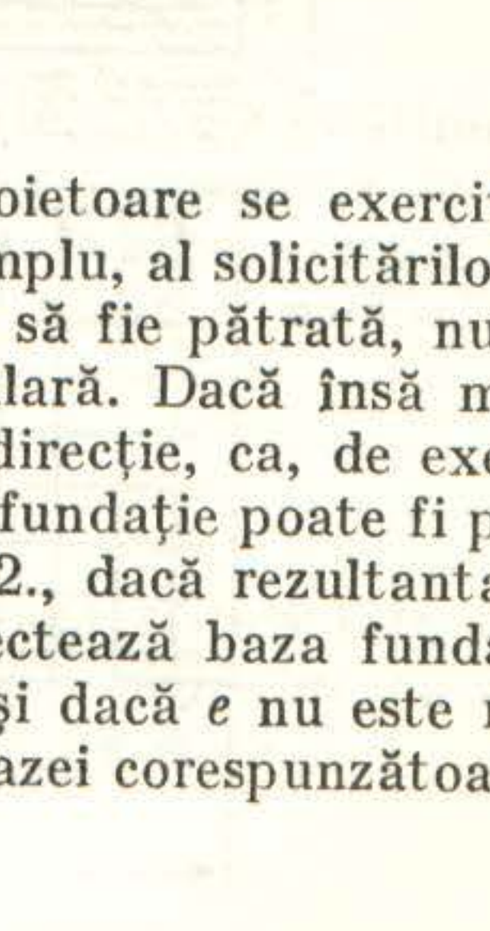


Fig. 4.22. Fundaţie izolată încărcată excentric.

Fundaţii izolate cu încărcare excentrică

Cînd sarcinile laterale sau momentele încovoietoare se exercită asupra unui stîlp din orice direcţie, cum este cazul, de exemplu, al solicitărilor datorite vîntului, este de dorit ca forma tălpii de fundaţie să fie pătrată, numai dacă spaţiul limitat nu impune o fundaţie dreptunghiulară. Dacă însă momentele încovoietoare se exercită întotdeauna din aceeaşi direcţie, ca, de exemplu, în cazul stîlpilor de sprijin ai cadrelor rigide, talpa de fundaţie poate fi prelungită în direcţia excentricităţii sarcinii. Astfel, în fig.4.22., dacă rezultanta R a încărcării verticale W şi a celei orizonate H intersectează baza fundaţiei la o distanţă e faţă de centrul de greutate al acesteia, şi dacă e nu este mai mare decît $a/6$, presiunea maximă pe teren la marginea bazei corespunzătoare excentricităţii este

$$\frac{W}{ab}\left(1+\frac{6e}{a}\right) \tag{4.14}$$

iar cea minimă, la marginea opusă, este

$$\frac{W}{ab}\left(1-\frac{6e}{a}\right) \tag{4.14a}$$

Dacă excentricitatea e este mai mare decît $a/6$, presiunea maximă pe teren la marginea tălpii este

$$\frac{4W}{3b\,(a-2e)} \tag{4.15}$$

Dimensiunile blocului de fundație a și b se aleg astfel încît presiunea maximă ecercitată pe teren să nu depășească presiunea admisibilă (v. pag. 192). Dacă stîlpul transmite un moment încovoietor permanent, generat de exemplu de o consolă încărcată la extremitate cu o sarcină, este mai avantajos ca stîlpul să fie plasat decalat față de centrul tălpii de fundație, în așa fel încît excentricitatea rezultantei să fie nulă; presiunea exercitată de fundație pe teren va fi astfel uniformă, așa cum se arată în schița din fig. 4.6 referitoare la tălpile continue. Această măsură elimină riscul unei eventuale înclinări.

Partea fundației situată în sensul excentricității se va calcula ca o consolă avînd secțiunea de încastrare în planul feței respective a stîlpului. Verificarea la poansonare se va face ținînd seama de perimetrul stîlpului; este necesară de asemenea verificarea la eforturi de întindere în secțiuni situate în exteriorul unei linii înclinate la 45°, coborîtă prin baza stîlpului.

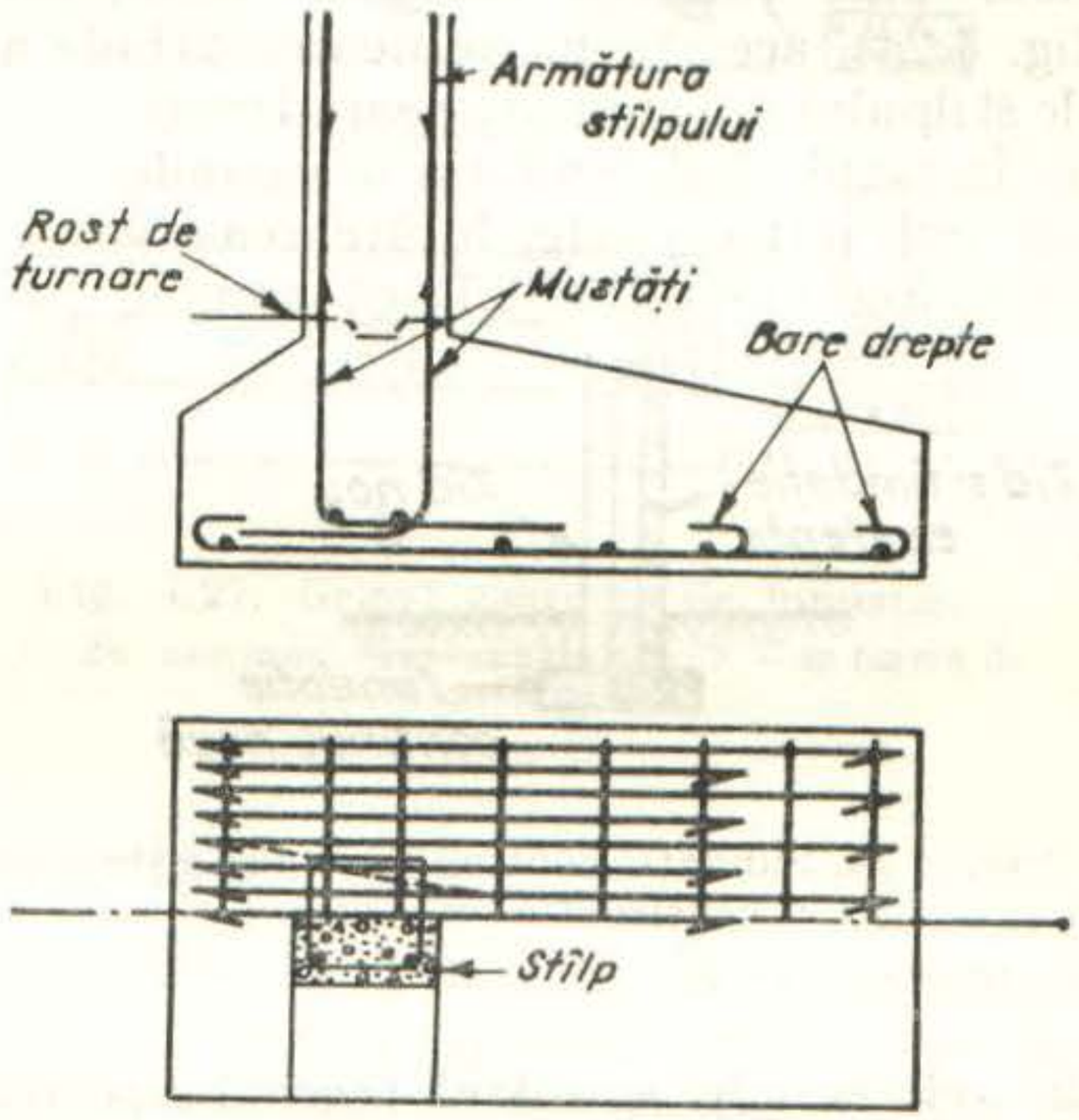


Fig. 4.23. Detalii de armare pentru o fundație izolată dispusă excentric față de stîlp.

Întrucît momentul încovoietor la baza stîlpului are de obicei o valoare considerabilă, armătura stîlpului trebuie bine ancorată în talpa de fundație. Detaliile de armare pentru o fundație izolată cu încărcare excentrică sînt prezentate în fig. 4.23.

În cazul sarcinilor aplicate cu excentricitate mare din orice direcție asupra unor fundații de formă pătrată sau dreptunghiulară, se poate lua în considerare și rezistența pasivă a pămîntului aflat în contact cu blocul de fundație, rezistență care se opune răsturnării acestuia. Pentru ca această rezistență să poată fi avută în vedere este necesar ca blocul de fundație să fie turnat în terenul cu structură naturală, sau în cazul cînd în jurul fundației se prevede umplutură, aceasta să poată fi compactată pînă la o greutate volumică mai mare sau cel puțin egală cu cea a terenului natural din jur, care la rîndul său trebuie să reziste bine la împingeri orizontale, fără să refuleze. Nisipurile îndesate sau nisipurile cu pietriș asigură de obicei o rezistență apreciabilă împotriva tendinței de răsturnare a blocurilor de fundație. În schimb, nu se poate

conta pe rezistența din acest punct de vedere a pămînturilor argiloase, dacă fundația este situată în zona supusă variațiilor sezoniere de umiditate, întrucît ca urmare a contracției prin uscare se poate forma un spațiu liber între pămînt și blocul de beton. Pentru adîncirea metodelor de proiectare pe linia celor amintite mai înainte se recomandă consultarea lucrării lui Hamilton [4.6].

Fundații lîngă construcții existente

Acolo unde spațiul disponibil pentru fundație este limitat, de exemplu în cazul unei fundații continue care trebuie executată lîngă un zid existent (fig. 4.24), aceasta nu se poate extinde atît cît ar fi necesar de ambele părți ale stîlpului sau zidului pe care-l susține. În cazul cînd fundația se extinde mai mult într-o parte, încărcarea excentrică este inevitabilă. Dacă sarcinile

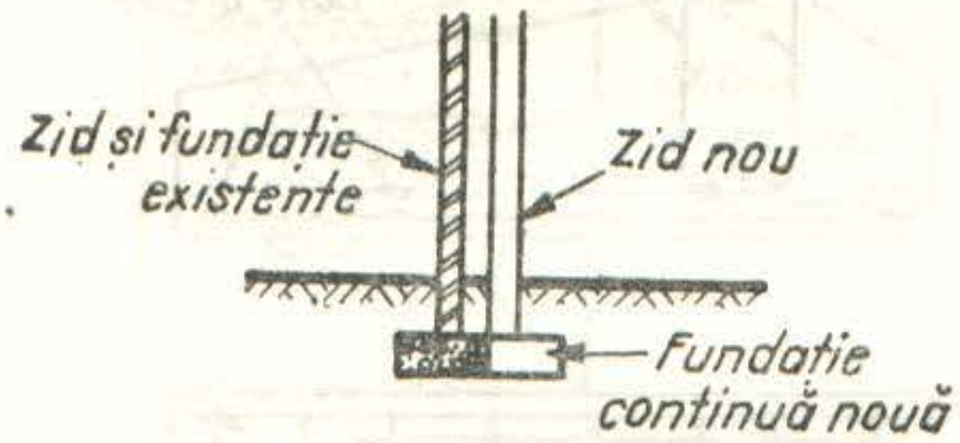


Fig. 4.24. Fundație continuă executată lîngă o construcție existentă.

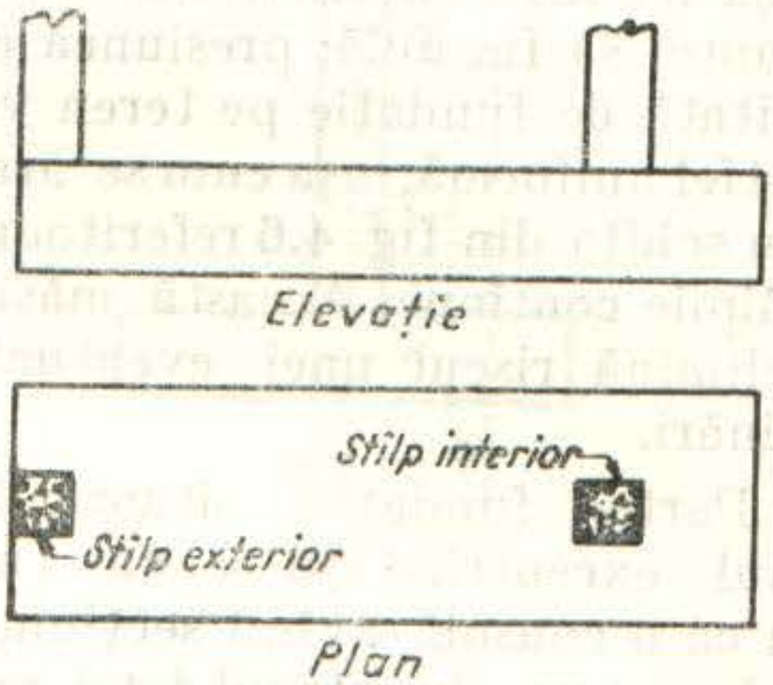


Fig. 4.25. Fundație combinată pentru un stîlp exterior și unul interior.

sînt relativ mici sau dacă terenul este rezistent și puțin compresibil, situația nu prezintă nici o greutate; atunci cînd pămîntul este însă compresibil, încărcarea excentrică poate provoca înclinarea fundației, transmițînd în același timp forțe orizontale periculoase pe zidurile sau stîlpii construcțiilor alăturate. La structurile în cadre, la care elementele componente sînt bine solidarizate între ele, se pot permite anumite încărcări excentrice pe teren; de asemenea, o oarecare excentricitate este admisibilă la fundațiile adînci, întrucît rezistența pasivă a pămîntului se opune tendinței de înclinare.

O metodă folosită pentru evitarea înclinării fundațiilor de stîlpi constă în combinarea fundației stîlpului din șirul exterior cu cea a stîlpului interior corespunzător, așa cum se vede în fig. 4.25. Datorită excentricității încărcării la baza unei astfel de fundații combinate, presiunea pe teren va fi repartizată neuniform și în consecință va apărea tendința unei tasări inegale a celor doi stîlpi. Acestei tendințe va trebui să i se opună rigiditatea tălpii de fundație, care va fi armată în acest scop atît la partea inferioară, cît și la cea superioară, fiind uneori necesare și armături speciale pentru preluarea eforturilor de forfecare.

Dacă între încărcările stîlpilor alăturați, situați pe o fundație combinată, există diferențe mari, ar apărea în mod teoretic, în scopul uniformizării presiunilor pe teren, necesitatea executării unei fundații de formă trapezoidală

(fig. 4.26, *a*). În practică însă, fundațiile trapezoidale trebuie evitate pe cît posibil, întrucît reclamă debitarea și îndoirea de armături de diferite lungimi. În multe cazuri este posibil ca stîlpului cu sarcină mai mare să i se rezerve o suprafață de rezemare mai mare prin extinderea porțiunii în consolă în direcția respectivă, forma blocului de fundație rămînînd dreptunghiulară (fig. 4.26, *b*).

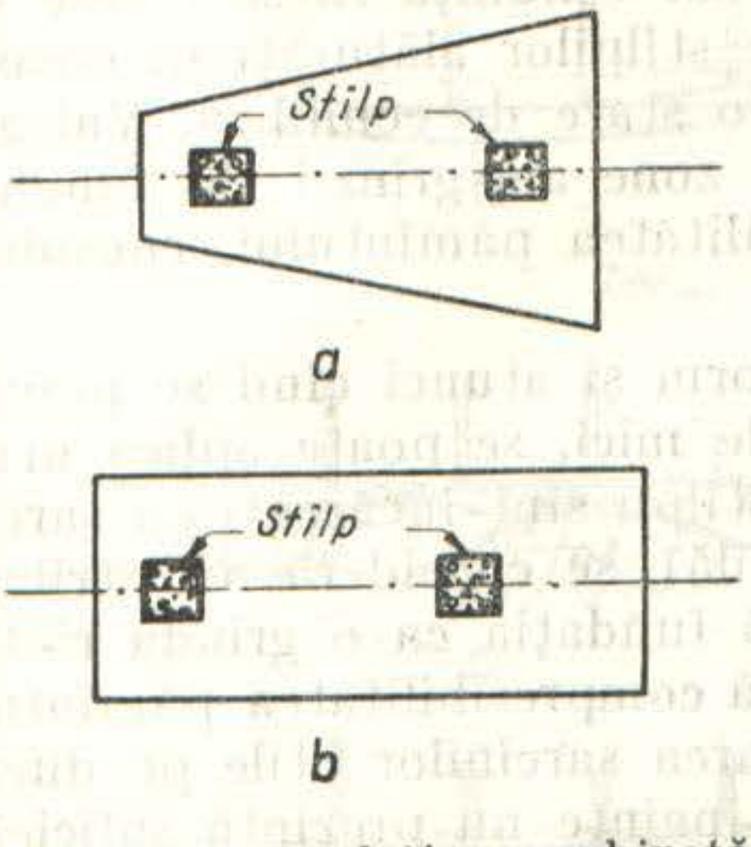


Fig. 4.26. Fundație combinată pentru stîlpi cu încărcări inegale:
a — trapezoidală; *b* — dreptunghiulară.

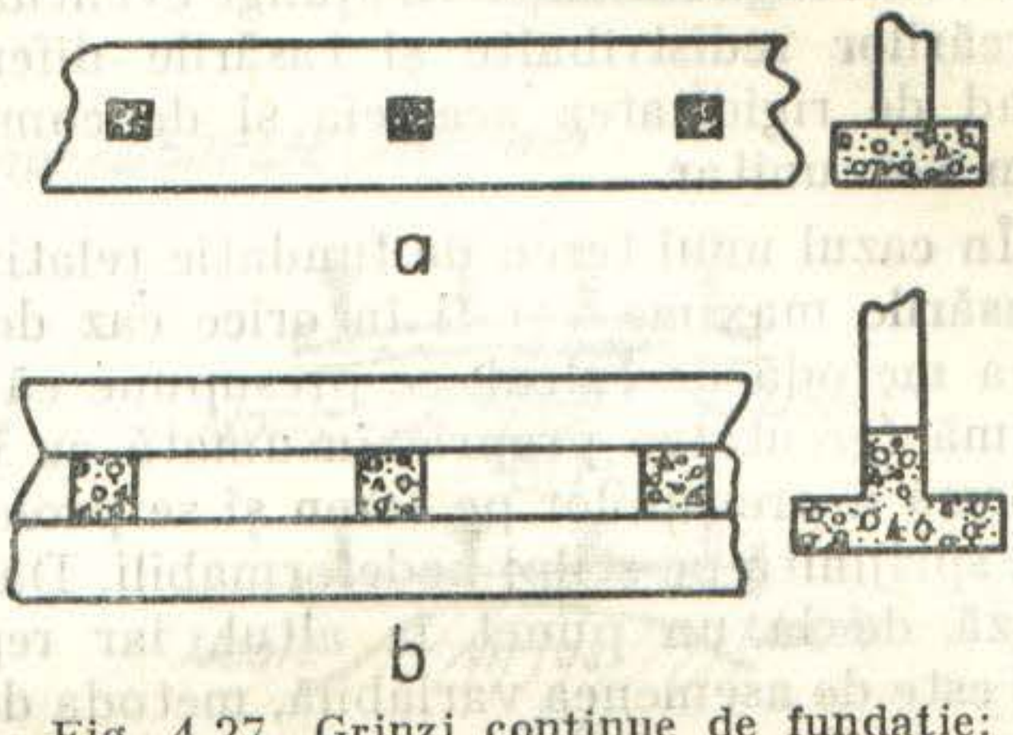


Fig. 4.27. Grinzi continue de fundație:
a — de secțiune dreptunghiulară; *b* — în formă de T răsturnat.

Fundații pe tălpi și grinzi continue

Deseori revine mai economic ca fundațiile unui șir de stîlpi să fie executate ca un șir de tălpi izolate alăturate una de alta și separate numai prin cîte un rost, decît să se facă săpături în spații înguste pentru fiecare din ele în parte. Fundațiile din tălpi izolate joantive au o armare mai economică decît cele continue, întrucît acestea din urmă necesită în plus o cantitate mare de armătură care să facă față eforturilor datorite tasărilor diferențiale dintre stîlpi. Fundațiile continue se impun însă în terenurile cu capacitate portantă foarte variată de la un punct la altul, pentru a depăși zonele slabe și pentru a preveni tasarea diferențială a stîlpilor alăturați. Avantajele oferite de fundațiile pe tălpi joantive sau grinzi continue sînt: posibilitatea executării rapide a săpăturilor cu excavatoare cu lingură întoarsă sau cu alte utilaje; fabricarea și asamblarea eventualelor cofraje pe lungimi mari; condiții mai bune de acces și de turnare continuă a betonului. În plus, aceste fundații au avantajul de a constitui elementele de reazem ale panourilor de zidărie de la parter, la clădirile cu multe etaje prevăzute cu structură în cadru.

Elementele constructive ale fundațiilor din grinzi continue

Grinzile continue de fundație pot avea forma unor grinzi simple cu secțiune dreptunghiulară (fig. 4.27, *a*), sau, în cazul sarcinilor mari, a unor grinzi mai late cu secțiunea în formă de T răsturnat (fig. 4.27, *b*). Problemele

de dimensionare sînt complicate, datorită acțiunii unor factori ca încărcările variate ale stîlpilor, variația sarcinilor utile și compresibilitatea neuniformă a pămîntului. În cele mai multe cazuri nu este posibil ca dimensionarea grinzilor să aibă o fundamentare teoretică satisfăcătoare. Rareori proprietățile geotehnice ale pămîntului sînt atît de uniforme încît să conducă la o tasare uniformă a stîlpilor, chiar dacă încărcările acestora sînt egale. În mod inevitabil, unul din stîlpi va avea la un moment dat tendința să se taseze mai mult, ceea ce va face ca sarcinile corespunzătoare stîlpilor alăturați să crească, pînă ce întreaga fundație va ajunge eventual într-o stare de echilibru. Valoarea încărcărilor redistribuite și tasările diferitelor zone ale grinzii de fundație, depind de rigiditatea acesteia și de compresibilitatea pămîntului, considerat ca un tot unitar.

În cazul unui teren de fundație relativ uniform și atunci cînd se prevede că tasările maxime vor fi în orice caz destul de mici, se poate aplica următoarea metodă de calcul: se presupune că toți stîlpii sînt încărcați cu sarcina maximă (greutatea proprie însumată cu cea utilă), se consideră o distribuție uniformă a presiunilor pe teren și se proiectează fundația ca o grindă răsturnată, sprijinită pe stîlpi nedeformabili. Dacă însă compresibilitatea pămîntului variază de la un punct la altul, iar repartizarea sarcinilor utile pe diferiți stîlpi este de asemenea variabilă, metoda de mai înainte nu prezintă suficientă siguranță. În asemenea situații, proiectantul structurii de rezistență trebuie să obțină de la geotehnician evaluări ale tasărilor maxime și ale celor diferențiale pentru condițiile cele mai defavorabile de încărcare, ținînd seama în amănunt de caracteristicile pămîntului. Determinarea tasărilor se va face în ipoteza unei fundații perfect flexibile, iar specialistul în rezistență va proiecta fundația ca o grindă continuă așezată pe reazeme tasabile.

Expunerea metodelor pentru calculul momentelor încovoietoare în condițiile date mai înainte depășește cadrul lucrării de față; cititorii interesați în problemă pot consulta în acest scop manualele de proiectare a elementelor de beton armat. Considerăm totuși util să prezentăm în cîteva schițe formele sub care se poate tasa terenul de fundație și încovoierile corespunzătoare ale grinzilor continue, pentru diferite situații de încărcare a stîlpilor și de compresibilitate a pămîntului (fig. 4.28, *a*—*h*). Din fig. 4.28, *d*(I) *f*(I) și *h*(I) se poate vedea că un anumit mod de dispunere a sarcinilor pe stîlpi în raport cu natura variată a pămîntului poate avea ca urmare dezvoltarea unor momente încovoietoare foarte puternice sau a unor deformații mari ale grinzii de fundație; dimpotrivă, o altă distribuție a sarcinilor poate conduce la momente încovoietoare sau deformații mai mici decît în condițiile unei sarcini uniform repartizate (a se compara fig. 4.28, *d*(*II*), *f*(*II*) și *h*(*II*) cu efectele corespunzătoare ale încărcării uniforme reprezentate în fig. 4.28, *c*, *e* și *g*).

Gradul de rigiditate care trebuie impus grinzii continue de fundație este dictat de tasările diferențiale maxime pe care le poate suporta suprastructura și de considerente de economie în dimensionarea armăturii. O rigiditate prea mare este de evitat, întrucît favorizează dezvoltarea unor momente încovoietoare și forțe tăietoare importante, cu posibilitatea formării unor fisuri serioase, dacă momentele și forțele respective au fost subestimate în calcul (o asemenea posibilitate există întotdeauna, întrucît calculele de tasare nu

permit o evaluare precisă a deformațiilor probabile și ar fi neeconomic să se proiecteze pe baza ipotezelor celor mai defavorabile posibile). Soluția optimă constă în acceptarea unei anumite flexibilități în limitele tolerate de supra-

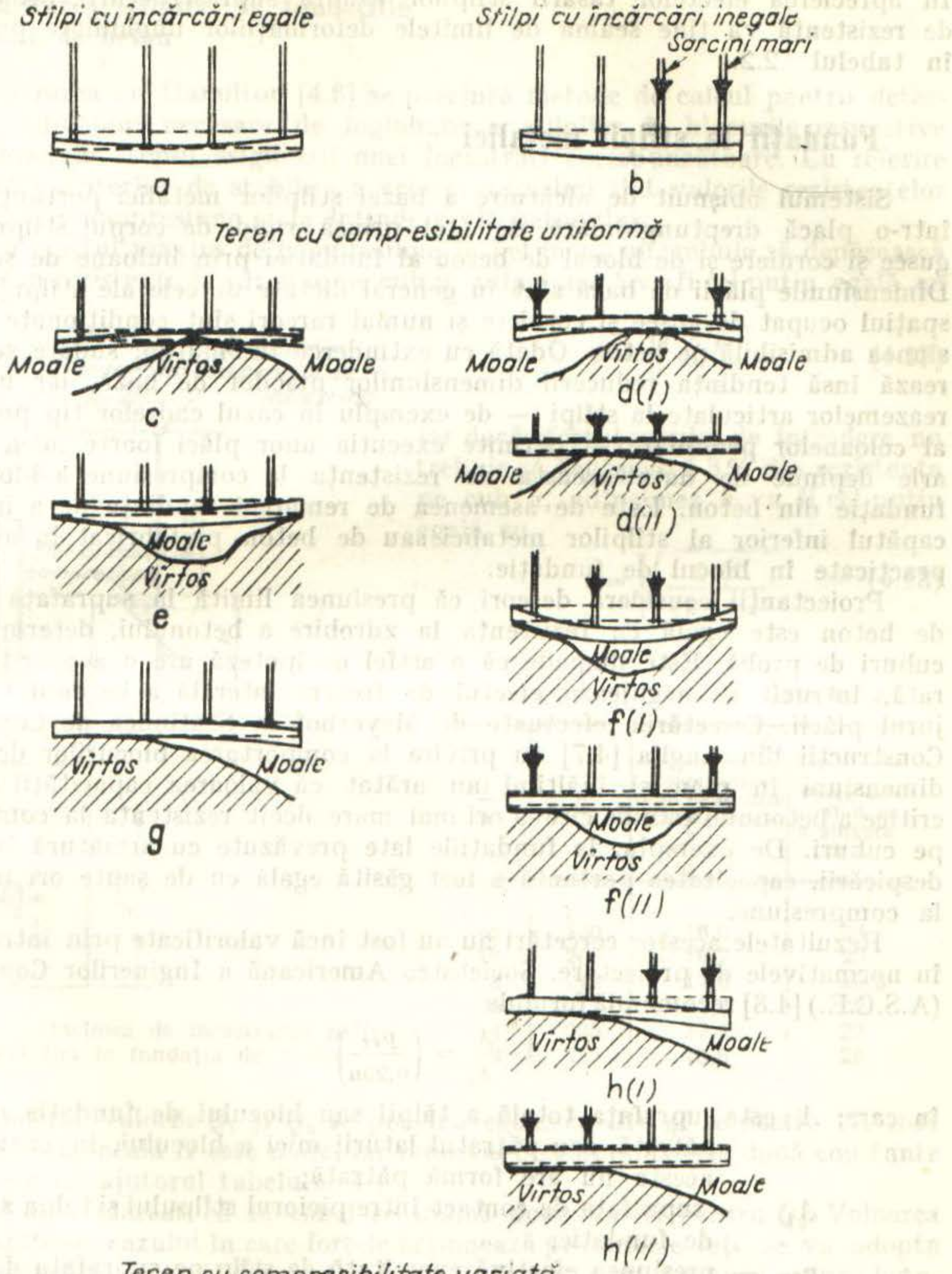


Fig. 4.28. Tasarea grinzilor continue de fundație pentru diferite situații litologice și condiții de încărcare.

structură, iar în cazul unor momente încovoietoare mari, proiectarea legăturilor între grinzi, plăci şi stîlpi cu vute şi îngroşeri ample, pentru a se evita concentrările de eforturi care apar la schimbările bruşte de secţiune. În aprecierea efectelor tasării stîlpilor asupra suprastructurii, proiectantul de rezistenţă va ţine seama de limitele deformaţiilor unghiulare prevăzute în tabelul 2.2.

Fundaţii la stîlpii metalici

Sistemul obişnuit de alcătuire a bazei stîlpilor metalici portanţi constă într-o placă dreptunghiulară de oţel prinsă rigid de corpul stîlpului prin gusee şi corniere şi de blocul de beton al fundaţiei prin buloane de scelment. Dimensiunile plăcii de bază sînt în general dictate de cele ale stîlpului şi de spaţiul ocupat de gusee şi corniere şi numai rareori sînt condiţionate de presiunea admisibilă pe beton. Odată cu extinderea îmbinărilor sudate se conturează însă tendinţa reducerii dimensiunilor plăcilor de bază, iar utilizarea reazemelor articulate la stîlpi — de exemplu în cazul cadrelor tip portal sau al coloanelor pendulare — permite execuţia unor plăci foarte mici, a căror arie depinde de data aceasta de rezistenţa la compresiune a blocului de fundaţie din beton. Este de asemenea de remarcat tendinţa de a introduce capătul inferior al stîlpilor metalici sau de beton prefabricat în adînciturі practicate în blocul de fundaţie.

Proiectanţii consideră deseori că presiunea limită la suprafaţa blocului de beton este egală cu rezistenţa la zdrobire a betonului, determinată pe cuburi de probă. Este limpede că o astfel de ipoteză are o acoperire exagerată, întrucît se neglijează efectul de fretare laterală a betonului aflat în jurul plăcii. Cercetările efectuate de Meyerhof la Staţiunea de Cercetări în Construcţii din Anglia [4.7] cu privire la comportarea blocurilor de diferite dimensiuni în plan şi înălţimi au arătat că valoarea capacităţii portante critice a betonului este de cîteva ori mai mare decît rezistenţa la compresiune pe cuburi. De exemplu, la fundaţiile late prevăzute cu armătură împotriva despicării, capacitatea portantă a fost găsită egală cu de şapte ori rezistenţa la compresiune.

Rezultatele acestor cercetări nu au fost încă valorificate prin introducerea în normativele de proiectare. Societatea Americană a Inginerilor Constructori (A.S.C.E.) [4.8] recomandă formula

$$\frac{A}{A_1} = \left(\frac{p_{cc}}{0{,}25u}\right)^3 \tag{4.16}$$

în care: A este suprafaţa totală a tălpii sau blocului de fundaţie de formă pătrată, sau pătratul laturii mici a blocului, în cazul în care acesta nu are formă pătrată;

A_1 — suprafaţa de contact între piciorul stîlpului şi talpa sau blocul de fundaţie;

p_{cc} — presiunea efectivă exercitată de stîlp pe suprafaţa de contact cu blocul de fundaţie;

u — rezistenţa la zdrobire a betonului, determinată pe cuburi de probă.

Această formulă apare acoperitoare, cu atît mai mult cu cît se prevede că presiunea efectivă să nu depășească valoarea 0,25 u cu mai mult de 50 %.

Încastrarea stîlpilor în fundațiile izolate de beton

În lucrarea lui Hamilton [4.6] se prezintă metode de calcul pentru determinarea adîncimii necesare de înglobare a stîlpilor în blocurile respective de fundație, în scopul asigurării unei încastrări corespunzătoare. Cu referire la fig. 4.29, criteriile de stabilire a acestei adîncimi sînt valorile rezistențelor admisibile la compresiune și la întindere ale betonului.

Dacă efortul maxim de compresiune în beton p_{cc} nu trebuie să depășească un sfert din rezistența la zdrobire pe cub u, adîncimea h va fi cel puțin egală cu

$$h = \sqrt{\frac{Q_2 M}{bu}} \qquad (4.17)$$

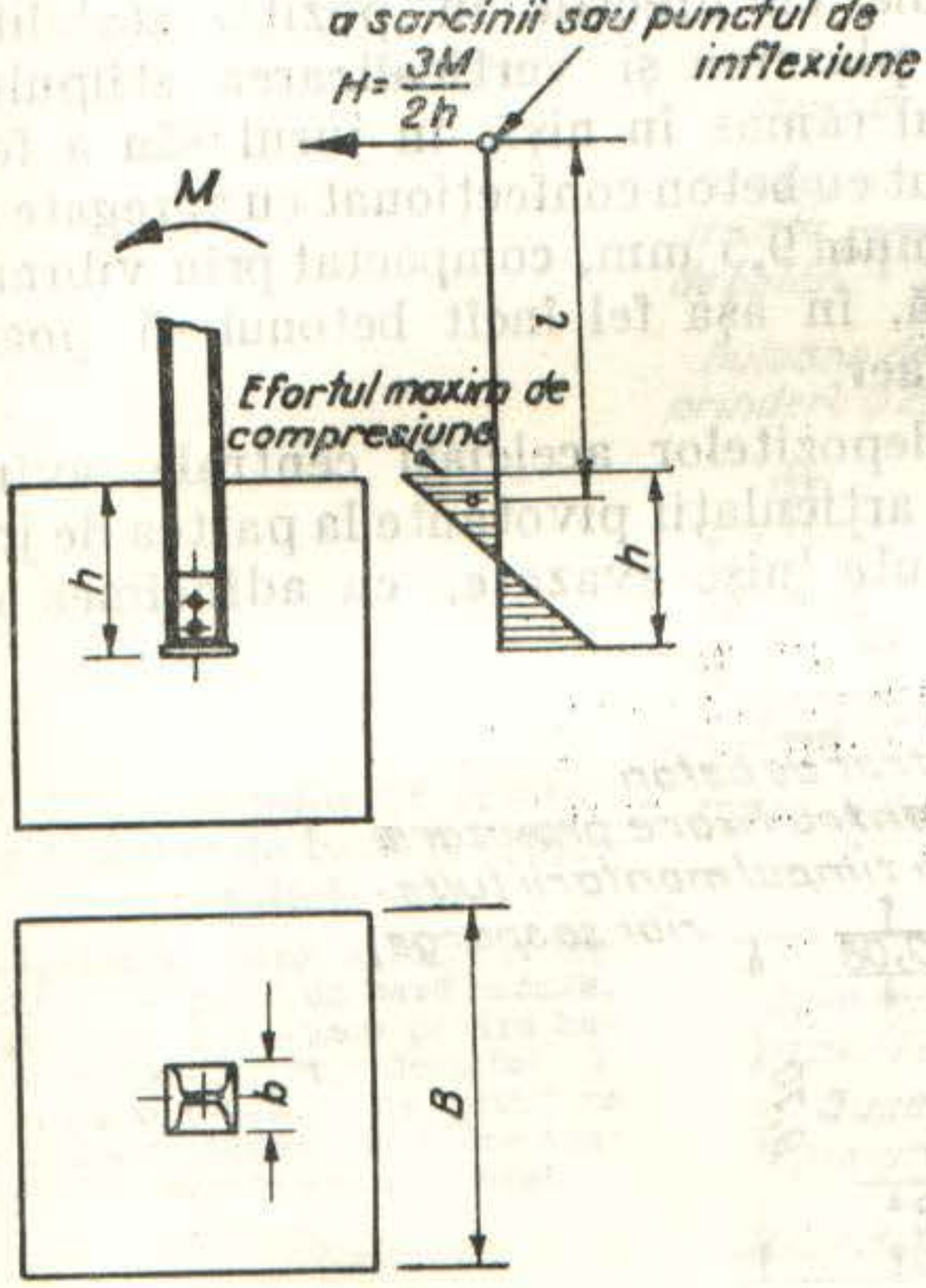


Fig. 4.29. Adîncimea de încastrare a stîlpilor metalici în fundația de beton.

iar dacă efortul maxim de întindere nu trebuie să depășească 3 % din rezistența pe cub u, adîncimea h va fi cel puțin egală cu

$$h = \sqrt{\frac{Q_1 M}{(B-b)u}} \qquad (4.18)$$

Tabelul 4.1

$\frac{l}{h}$	Q_1	Q_2	
		Forțe acționînd pe ambele fețe (lățimea = $\frac{3}{2}b$)	Forțe acționînd pe o singură față
∞	200	16,0	24
12	208	16,7	25
8	212	17,0	25,5
6	217	17,3	26
4	225	17,9	27
3	233	18,6	28

În general, valorile Q_1 și Q_2 se pot lua egale cu 210 și respectiv 17, însă dacă forța orizontală H este mare, iar raportul l/h este mic, cele două constante se stabilesc cu ajutorul tabelului 4.1.

Este de remarcat că în tabel se indică două valori pentru Q_2. Valoarea corespunzătoare cazului în care forțele acționează pe ambele fețe se va adopta în cazul stîlpilor alcătuiți din profile I sau U, la care compresiunea asupra betonului se exercită pe ambele părți ale aripilor profilului; cînd stîlpii sînt formați din bare sau secțiuni tubulare sau casetate se folosesc valorile Q_2 corespunzătoare forțelor acționînd pe o singură față.

Reazeme pentru stîlpii de beton prefabricaţi

Stîlpii de beton prefabricaţi, utilizaţi la termocentrala „B" de la Acton Lane, construită în anii 1951—1952, au fost plasaţi în nişe practicate în fundaţiile de beton [4.9]. Stîlpii principali ai halei turbinelor au o secţiune pătrată cu latura de 76 cm şi suportă sarcini maxime de 7 640 kN fiecare. Efortul la baza stîlpilor a fost redus la 32 daN/cm², valoare care corespunde presiunii de calcul pe fundaţiile din beton, prin lărgire, evazare şi fante la partea inferioară, aşa cum se vede în fig. 4.30. La baza nişei a fost fixat un ştift de oţel cu diametrul de 38 mm, care a pătruns într-un inel turnat pe faţa de jos a piciorului stîlpului, asigurînd fixarea acestuia cu precizie în poziţia stabilită. După plasarea şi verticalizarea stîlpului, spaţiul rămas în nişă, în jurul său a fost umplut cu beton confecţionat cu agregate de maximum 9,5 mm, compactat prin vibrare. Faţa inferioară a stîlpului a fost evazată, în aşa fel încît betonul să poată pătrunde sub el fără să antreneze bule de aer.

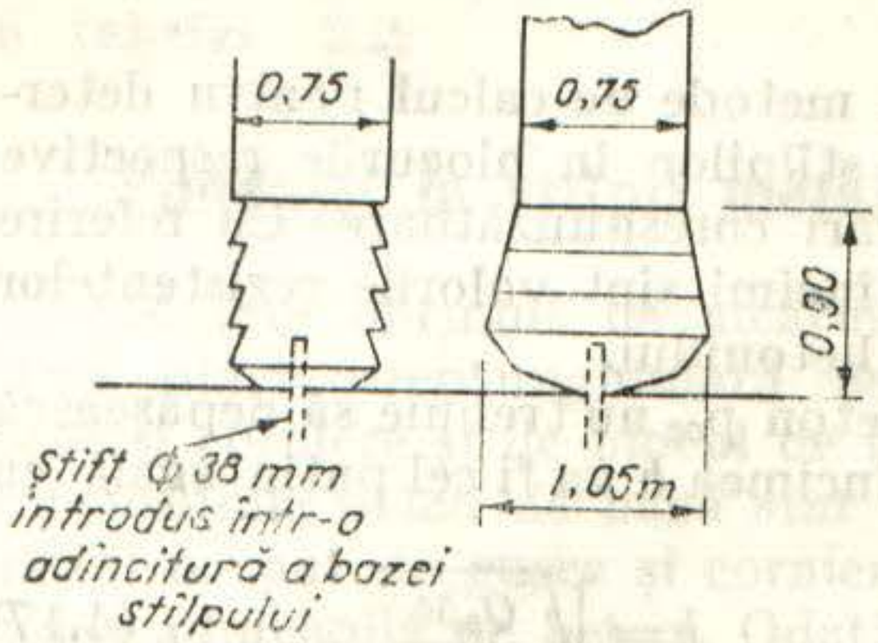


Fig. 4.30. Detalii ale bazei stîlpilor prefabricaţi de beton cu articulaţie pivotantă (Derrington şi Lance [4.9]).

Stîlpii de la clădirile atelierelor şi depozitelor aceleiaşi centrale, avînd secţiuni de 61 × 38 cm, au fost proiectaţi cu articulaţii pivotante la partea de jos. În blocurile de fundaţie au fost prevăzute nişe evazate, cu adîncimea de

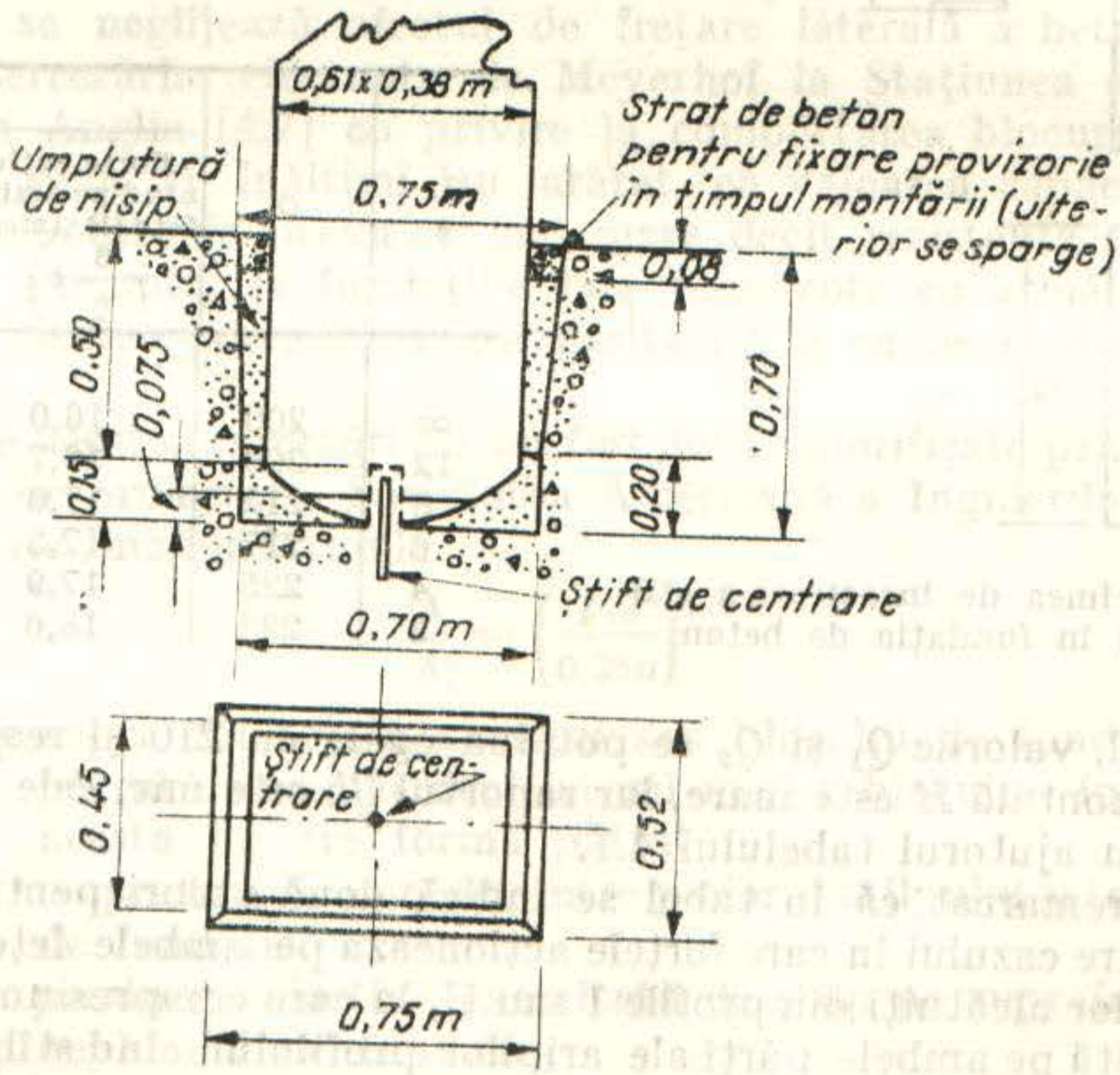


Fig. 4.31. Detaliu al articulaţiei pivotante de la baza stîlpilor prefabricaţi de beton (Derrington şi Lance [4.9]).

70 cm, iar în fundul acestora a fost fixat un ştift metalic central (fig. 4.31). După aşezarea stîlpilor, la fundul nişei a fost turnat un strat de mortar pe o adîncime de 7,5 cm, după care întreaga nişe a fost umplută în jurul stîlpului cu nisip pînă la 7,5 cm de la suprafaţa blocului de fundaţie. Acest ultim spaţiu s-a completat cu beton, care să menţină stîlpii în poziţie verticală, pînă la fixarea capetelor grinzilor de la acoperiş în partea superioară a stîlpilor, după care stratul de beton a fost spart şi îndepărtat.

Buloane de prindere

În fig. 4.32 sînt prezentate planuri şi secţiuni tip ale părţii de bază nituite bulonate sau sudate, prevăzute pentru stîlpi metalici din profile I, iar în fig. 4.33

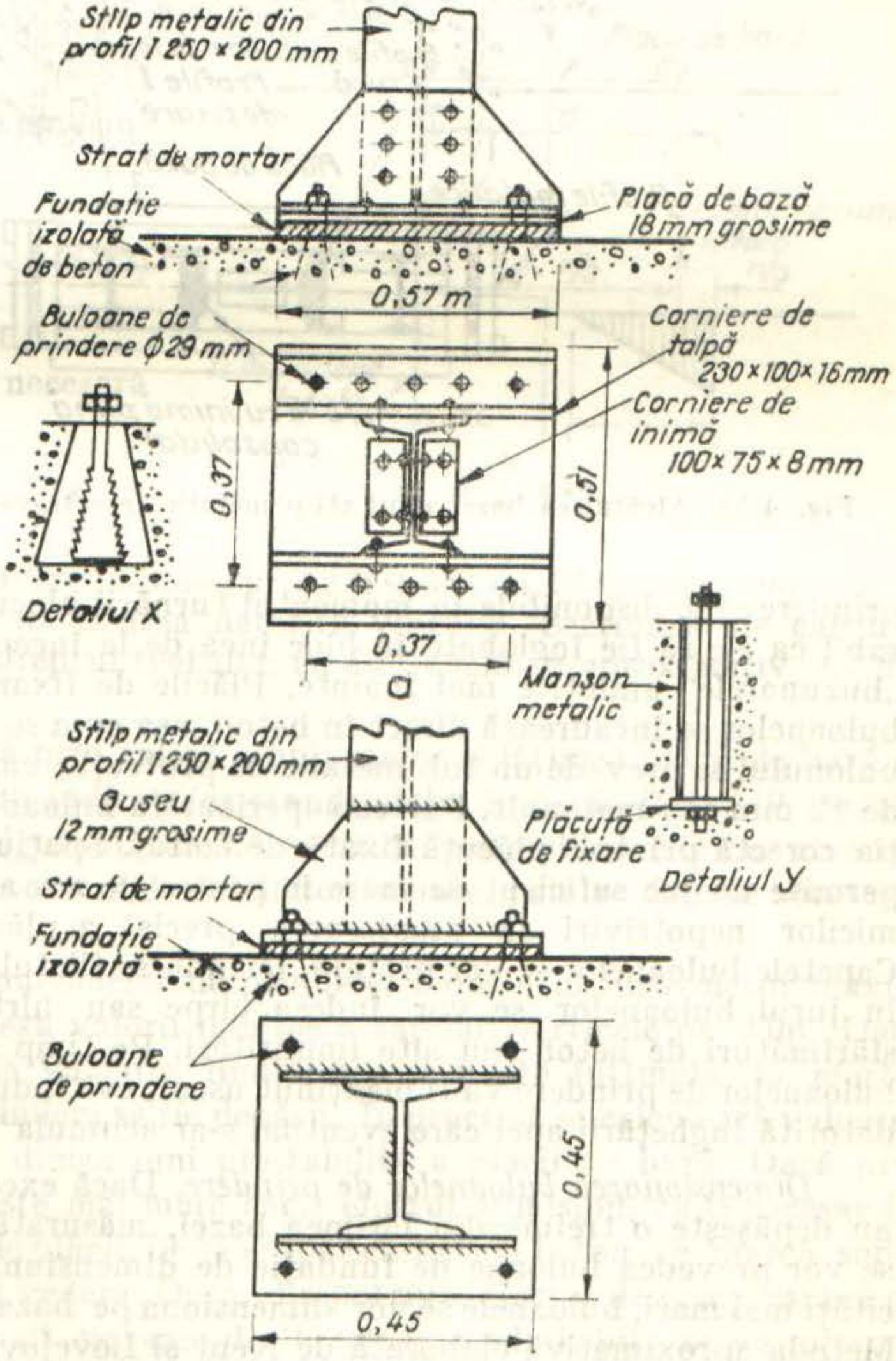


Fig. 4.32. Exemple de prindere a plăcilor de bază la stîlpii metalici:

a – plăci de bază nituite şi bulonate; *b* – plăci de bază sudate; detaliul *X* – buzunar pentru buloane de scelment; detaliul *Y* – bulon şi plăcuţă de prindere înglobate în blocul de beton înainte de montarea stîlpului.

se detaliează modul de alcătuire a bazei lărgite pentru un stîlp metalic solicitat de momente încovoietoare considerabile. În blocul de beton se creează de la turnare spații suficiente pentru capetele întoarse sau lărgite ale buloanelor de prindere sau pentru plăcile de fixare de bază. Se recomandă ca aceste spații să aibă o secțiune trapezoidală cu baza mare în interior (fig. 4.32, detaliul X). În felul acesta cofrajul blocului este foarte puțin deranjat. Dacă buloanele de

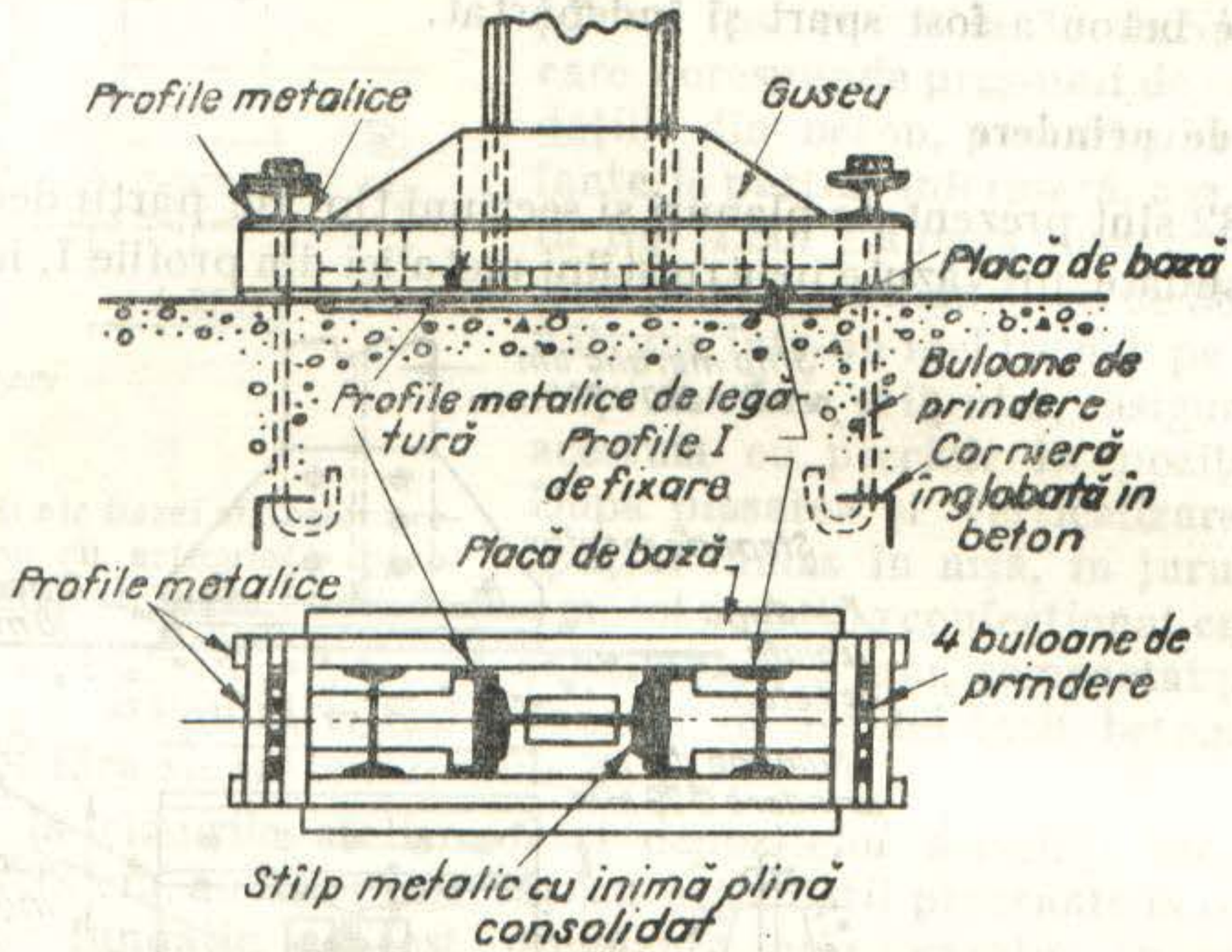


Fig. 4.33. Alcătuirea bazei unui stîlp metalic care transmite momente importante.

prindere sînt disponibile în momentul turnării blocului de fundație, este preferabil ca ele să fie înglobate în bloc încă de la început, fără a se mai practica „buzunarele" amintite mai înainte. Plăcile de fixare de la partea inferioară a buloanelor se încadrează direct în beton, așa cum se vede în detaliul *Y*; în jurul bulonului se prevede un tub metalic de protecție, care să asigure un spațiu liber de 12 mm sau mai mult. Partea superioară a buloanelor este menținută în poziția corectă printr-o plăcuță fixată de cofraj. Spațiul liber din jurul buloanelor permite un joc suficient de mare la partea de sus a acestora, pentru preluarea micilor nepotriviri la amplasarea precisă a plăcilor de bază și a stîlpilor. Capetele buloanelor se vor proteja, ferindu-se filetul de degradare; de asemenea, în jurul buloanelor se vor îndesa cîrpe sau hîrtie, pentru a nu pătrunde sfărîmături de beton sau alte impurități. Pe timp de iarnă, spațiul din jurul buloanelor de prindere va fi menținut uscat, evitîndu-se riscul fisurării betonului datorită înghețării apei care eventual s-ar acumula în acest spațiu.

Dimensionarea buloanelor de prindere. Dacă excentricitatea sarcinii pe stîlp nu depășește o treime din lățimea bazei, măsurată în direcția excentricității, se vor prevedea buloane de fundație de dimensiuni normale. Pentru excentricități mai mari, buloanele se vor dimensiona pe baza rezistenței lor la întindere. Metoda aproximativă elaborată de Kent și Lovejoy [4.10] se bazează pe teoria clasică a betonului armat.

Ţinînd seama de diagrama de eforturi din fig. 4.34, distanţa de la muchia cea mai comprimată pînă la axa neutră este dată de relaţia

$$n = \frac{m\, p_{cb}\, d}{m\, p_{cb} + p_{st}} \qquad (4.19)$$

în care p_{cb} este efortul maxim admisibil în beton, iar p_{st} este efortul limită în bulon.

Luînd momentele faţă de linia buloanelor de prindere, compresiunea totală în beton se poate scrie astfel:

$$c = \frac{M_{xx} + W \cdot y}{d - \frac{n}{3}} \qquad (4.20)$$

iar întinderea totală în buloane:

$$T = C - W. \qquad (4.21)$$

Efortul maxim de compresiune în beton este

$$p_{cb} = \frac{C}{\frac{1}{2} \cdot n \cdot b} \qquad (4.22)$$

de unde se deduce lăţimea necesară b a plăcii de bază

$$b = \frac{2\,C}{n \cdot p_{cb}}. \qquad (4.23)$$

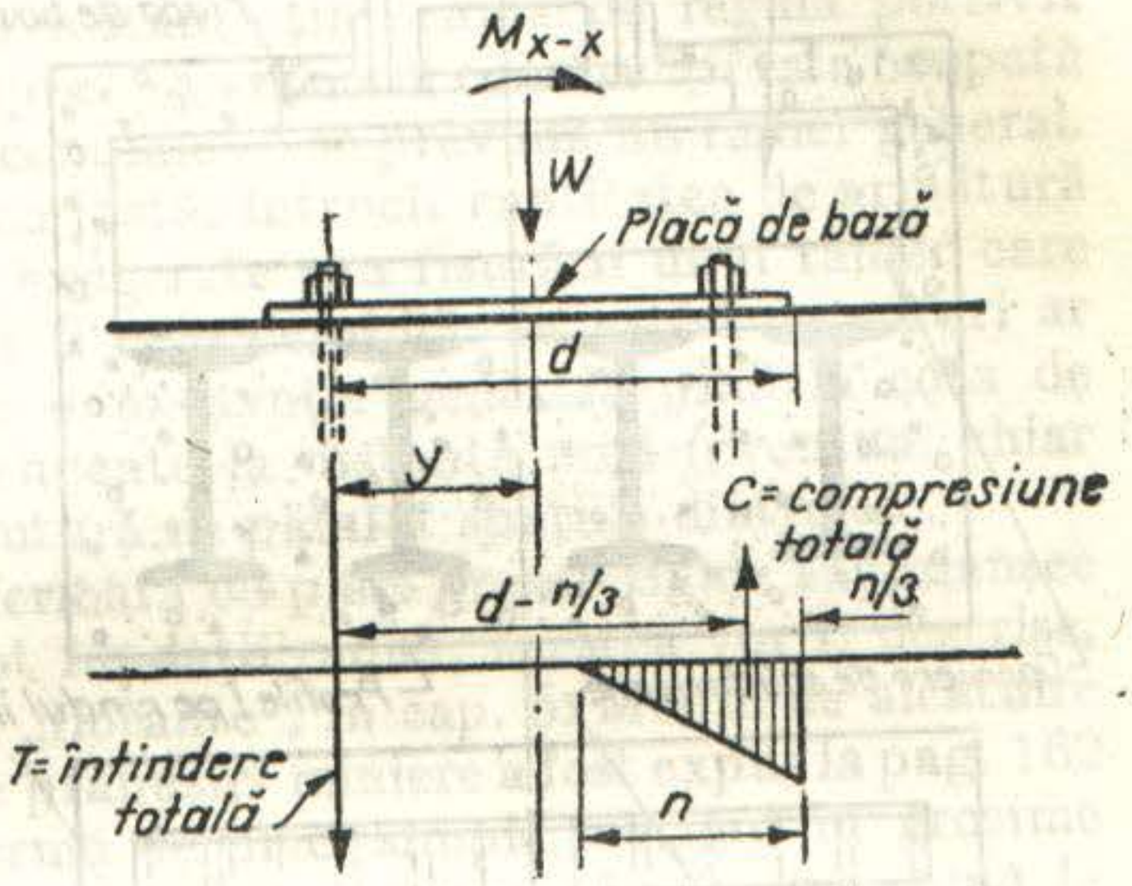


Fig. 4.34.

Efortul limită de întindere în bulon poate fi sporit cu 25% dacă momentele încovoietoare provin din încărcarea datorită vîntului. Secţiunea de calcul a bulonului se socoteşte în dreptul filetului; ea este egală cu aproximativ 0,7 din secţiunea brută.

Secţiunea determinată prin calcul a buloanelor şi lăţimea plăcii de bază se vor spori cu 40%, conform indicaţiilor standardului britanic B.S. 449. Acesta prevede un coeficient de siguranţă de 1,4 referitor la stabilitatea la răsturnare a construcţiei solicitată de momentele sarcinilor impuse, printre care se socoteşte şi vîntul.

În calculul secţiunii buloanelor de prindere, momentul încovoietor maxim trebuie considerat în ipoteza valorii minime a sarcinii verticale pe stîlp. Dacă efortul în beton ajunge la valoarea limită p_{cb}, se poate întîmpla ca efortul limită p_{st} în bulonul de prindere să fie depăşit. În practică se calculează valoarea p'_{cb} corespunzătoare unei dimensiuni prestabilite a plăcii de bază. Dacă prin calcul se constată că p'_{cb} este mai mare decît efortul admisibil, va fi necesar fie să se sporească dimensiunile plăcii, fie să se folosească un beton de marcă superioară celei avute iniţial în vedere. Dacă, dimpotrivă, efortul de compresiune pe blocul de beton p_{cb} este mult mai mic decît valoarea admisibilă, se va micşora placa de bază.

Fundații din profile metalice încrucișate

În cazul stîlpilor încărcați cu sarcini foarte mari, care trebuie să se sprijine pe un bloc de fundație relativ mare, însă cu înălțime (respectiv adîncime de fundare) limitată — de exemplu pentru a se evita fundarea sub nivelul apei subterane — apare necesitatea adoptării unei rețele de profile metalice încrucișate, care să transmită sarcina repartizată pe teren. Schița de principiu a unei astfel de fundații este prezentată în fig. 4.35. Profilele din rîndul inferior sînt proiectate ca niște console încărcate cu o sarcină distribuită egală cu presiunea efectivă pe teren, iar cele din rîndul superior transmit sarcina stîlpului celor din rîndul inferior. Uneori poate fi necesar și un rînd intermediar de profile. În rețelele mari, profilele din fiecare rînd sînt fixate prin buloane de legătură, trecînd prin orificii practicate în inimile profilelor, între care se prevăd distanțieri din țevi de gaz filetate. Se va trata cu deosebită grijă problema stabilității inimilor profilelor din rețea, solicitate de sarcinile concentrate transmise de stîlp, respectiv de cele transmise de la rîndul superior la cel inferior. Pentru asigurarea stabilității poate apărea uneori necesitatea rigidizării inimilor.

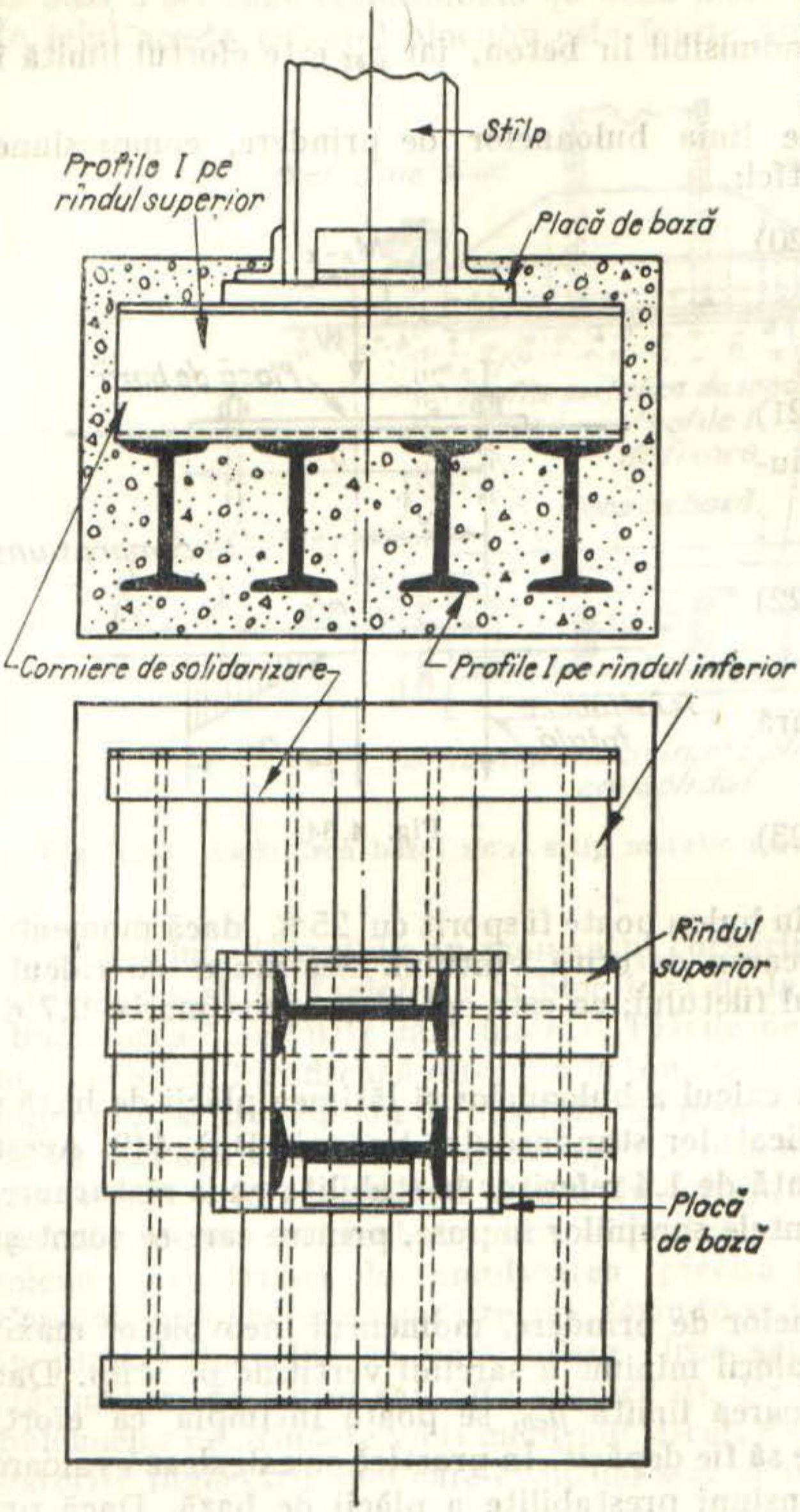


Fig. 4.35. Fundație cu profile metalice încrucișate pentru stîlpii metalici cu sarcini foarte mari.

Între tălpile profilelor din același rînd se vor prevedea spații suficiente pentru pătrunderea betonului între profile și sub ele. Rețeaua trebuie poziționată foarte precis și așezată la orizontală înainte de turnarea betonului; în timpul turnării nu este permisă nici o deplasare, întrucît nepotrivirile datorite unei amplasări greșite sau deplasărilor ulterioare sînt extrem de greu de îndreptat după întărirea betonului.

Fundații radier

Fundațiile sub formă de radier se folosesc în mod obișnuit pe terenuri cu capacitate portantă redusă, pe care presiunile trebuie repartizate pe suprafețe cît mai mari posibil. Ele se utilizează de asemenea pe pămînturi cu compresibilitate variată, unde rigiditatea fundației asigură trecerea peste zonele mai compresibile, în scopul micșorării tasărilor diferențiale. Radierele sînt de preferat și din motive constructive, în cazul structurilor care includ stîlpi numeroși așezați la distanțe mici unul de altul. În asemenea situații, un radier înlătură dificultățile legate de executarea unui număr mare de săpături independente într-un spațiu relativ restrîns. Unii proiectanți țin seama de regula potrivit căreia dacă mai mult de jumătate din suprafața viitoarei construcții este ocupată de tălpi izolate sau continue, este mai economic să se prevadă un radier general. Această presupunere nu este întotdeauna justă, întrucît cantitatea de armătură necesară pentru evitarea deformațiilor exagerate sau fisurării unui radier care poartă stîlpi cu încărcări variate poate fi considerabilă. În astfel de cazuri ar putea fi mai economic să se execute o excavație generală pînă la cota de fundare, să se toarne fundațiile independente la distanțe mici (eventual chiar lipite) și apoi să se completeze cu umplutură de pămînt spațiile dintre ele.

Subsolurile prevăzute la partea inferioară cu plăci groase rigide sau planșee cu nervuri întoarse pot fi socotite drept fundații radier; acestea vor fi descrise, împreună cu cazul special al radierelor „flotante", în cap. 5. Modul de alcătuire a radierelor în regiunile susceptibile de prăbușiri miniere a fost expus la pag. 162

Radierele pot fi concepute sub formă de plăci simple, variind în grosime de la circa 15 cm pentru casele de locuit cu unul sau două niveluri, pînă la 1 m sau mai mult, pentru construcții industriale prevăzute cu stîlpi cu sarcini mari sau utilaje grele; ele mai pot avea forma unor planșee cu grinzi și nervuri. În cazul cînd înălțimea grinzilor este mare, se preferă ca radierele să fie proiectate cu grinzi întoarse (deasupra plăcii) asigurîndu-se o suprafață de rezemare plană; în felul acesta, armăturile și cofrajele grinzilor pot fi executate și asamblate în condiții mai bune decît în tranșee, mai cu seamă în terenuri acvifere. Pentru clădirile de locuit este totuși mai bine ca grinzile să se prevadă la partea inferioară, placa radierului — planșeu servind în acest caz drept pardoseală la parter. Grinzile pot fi prevăzute sub fiecare zid portant. În cazul clădirilor civile cu multe niveluri nu există obiecțiuni împotriva radierelor cu grinzi întoarse, întrucît spațiile libere dintre grinzi și sub pardoseala suspendată a parterului pot fi folosite pentru plasarea conductelor de încălzire și altor instalații.

În condiții favorabile se pot realiza radiere economice și ușoare recurgînd la forme constructive noi, ca plăcile unghiulare poligonale sau bolțile întoarse. Un exemplu al celui de-al doilea sistem, descris de Enriquez și Fierro [4.11], este prezentat în fig. 5.6. Radierul cu bolți întoarse a fost în acest caz utilizat ca fundație flotantă pe un pămînt foarte compresibil în orașul México. Un alt sistem interesant, descris de aceiași autori, are o formă asemănătoare cu o ciupercă întoarsă și poate fi folosit drept fundație izolată de stîlp, pe un pămînt cu caracteristici geotehnice stabile.

Proiectarea radierelor este o problemă mai complexă decît cea a fundațiilor sub formă de grinzi continue. Este cu totul greșit să se considere că un radier se comportă ca un planșeu întors așezat pe reazeme rigide, iar proiectarea plăcii

în ipoteza în care aceasta este încărcată pe întreaga suprafață cu presiunea admisibilă pe teren poate conduce la rezultate neeconomice și uneori periculoase. O proiectare rațională trebuie să aibă în vedere posibilitatea deformațiilor prin încovoiere sub combinația cea mai defavorabilă de încărcări permanente și utile, precum și variabilitatea compresibilității pământului. Este de asemenea necesar avizul competent al inginerului geotehnician cu privire la valorile probabile ale tasărilor totale și diferențiale sub acțiunea sarcinilor permanente și a celor utile, considerate separat.

Pentru ca valorile momentelor încovoietoare și ale eforturilor tangențiale să nu devină prea mari este de dorit ca radierul să aibă o anumită flexibilitate; ea este însă limitată de valorile deformațiilor admisibile, în funcție de natura suprastructurii, expuse în tabelul 2.2. Acțiunea interdependentă a distribuției încărcărilor și a condițiilor variate de teren asupra modului de încovoiere a radierelor se manifestă întrucîtva asemănător cu situațiile schițate în fig. 4.28, cu deosebirea că deformațiile au loc atît în sens longitudinal, cît și transversal. Pentru cazul unui radier perfect flexibil, încărcat cu o sarcină uniform distribuită și așezat pe un teren uniform, deformația are forma unei coveți, așa cum s-a arătat în fig. 2.17, *a*.

Amănunte asupra metodelor de proiectare și calcul pentru fundațiile radier pot fi găsite în tratatul prof. A.L.L. Baker [4.12]. O metodă simplă de proiectare a fost elaborată de Manning [4.13].

Fig. 4.36. Radier de fundație pentru clădiri cu trei niveluri situate pe umplutură la Bilston, Staffordshire.

Un radier care suportă tasări mari pe teren de umplutură

Radierul prezentat în fig. 4.36 a servit ca fundație pentru blocuri de apartamente cu trei niveluri așezate pe umplutură în localitatea Bilston în comitatul Staffordshire. Adîncimea și starea de consistență a umpluturii făceau neeconomică soluția fundării pe piloți.

Dacă fiind compoziția foarte variată a terenului — de la argilă moale pînă la o masă compactă de blocuri tari de zgură — radierul trebuia să fie suficient de rigid pentru a face față tasărilor diferențiale mari care ar fi putut apare chiar în condițiile unor sarcini pe ziduri de ordinul a numai 30—45 kN pe metrul liniar. Rigiditatea a fost asigurată prin plasarea grinzilor radierului sub zidurile longitudinale și sub cele transversale și prin prevederea unei rețele de armare atît la partea superioară cît și la cea inferioară a plăcii, a cărei grosime este de 25 cm. Grinzile au fost executate sub placă, în așa fel încît aceasta să servească și drept pardoseală la apartamentele de la parter. Sarcina permanentă totală a suprastructurii a fost echivalentă cu o încărcare uniform distribuită pe radier de 0,6 daN/cm², iar sarcina totală permanentă și utilă luată în calcul a fost de 0,65 daN/cm². La unul din blocuri, radierul a suferit o tasare totală de 10 cm și o tasare diferențială de aproape 6,5 cm, fără ca fundația sau suprastructura să prezinte degradări.

Radier pentru un garaj cu 12 niveluri

Pentru un garaj cu 12 niveluri construit la Johannesburg în Republica Sud-Africană a fost conceput radierul de formă specială prezentat în fig. 4.37. Autorul său, prof. A.L.L. Baker [4.14], a ținut seama de posibilitățile foarte

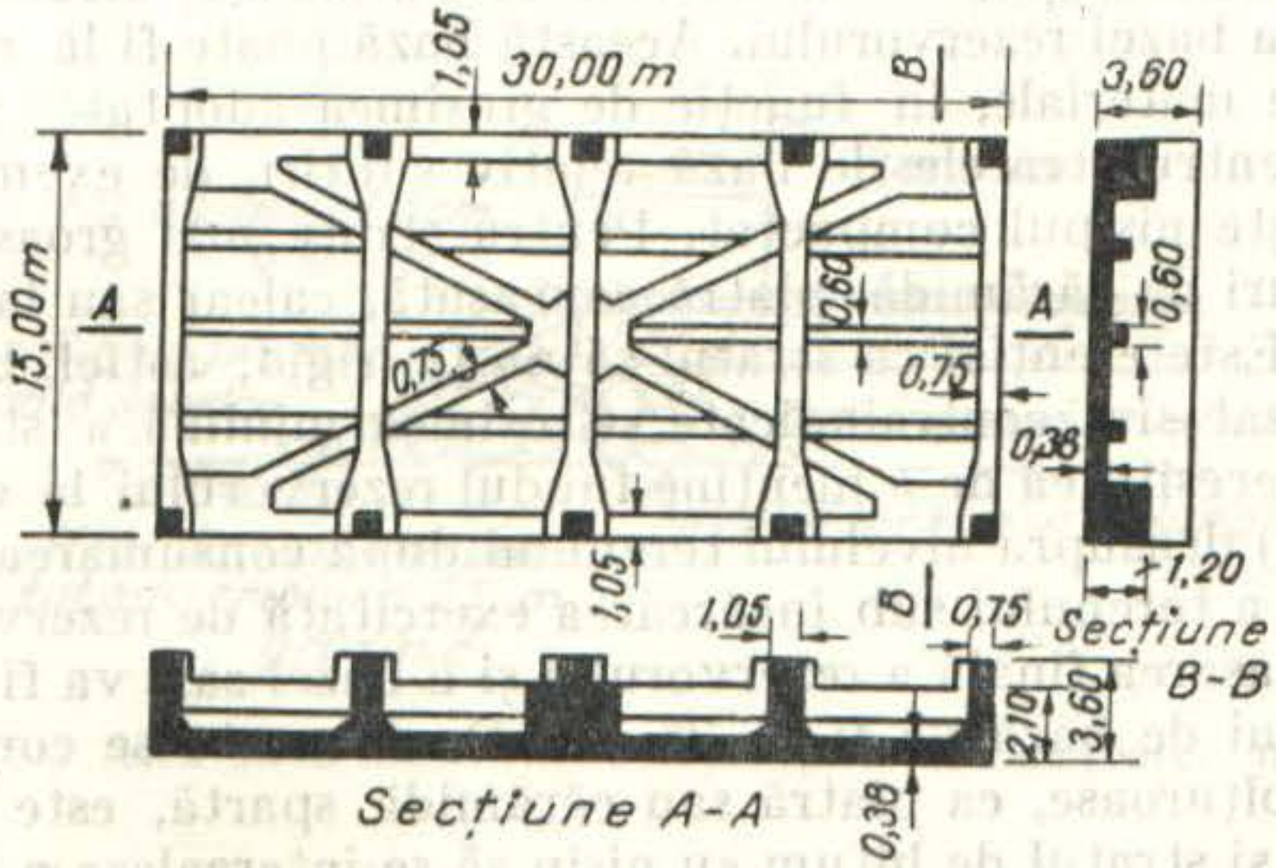


Fig. 4.37. Radier de fundație pentru o clădire înaltă (Baker [4.14]).

variate de amplasare a autovehiculelor, care reprezintă sarcinile utile, precum și de compresibilitatea foarte diferită a terenului de fundație de la un punct la altul al amplasamentului. Pentru a rezista momentelor încovoietoare diagonale care ar putea apărea datorită unor încărcări mari la colțuri, radierul a fost prevăzut și cu grinzi diagonale.

Radiere de fundaţie pentru rezervoare de petrol

Rezervoarele de petrol ale rafinăriilor, colectoarele de reziduuri, depozitele de combustibil etc. se construiesc de obicei într-un număr relativ mare pe un amplasament limitat; din acest motiv, economiile realizate la fundaţii au o importanţă esenţială. Companiile petroliere sînt foarte puţin dispuse să accepte fundaţii pe piloţi pentru rezervoarele lor chiar pe terenuri foarte slabe, cu excepţia cazurilor cînd tasările diferenţiale mari trebuie neapărat evitate (de exemplu la rezervoarele cu capac plutitor). Cu toate acestea, rezervoarele obişnuite cilindrice cu capac fix nu sînt nici ele insensibile la tasările diferenţiale, întrucît sînt de obicei alcătuite din plăci sudate, iar tasările exagerate pe periferia unor astfel de construcţii pot provoca desfacerea plăcilor pereţilor laterali sau ale fundului.

Fundaţiile rigide de tipul radierelor de beton trebuie evitate, deoarece o eventuală încovoiere sau fisurare a acestor elemente ar face să se dezvolte eforturi extrem de mari în plăcile fundului rezervoarelor. Se impune totuşi o anumită formă de fundaţie, care să permită ridicarea fundului deasupra nivelului terenului, împiedicînd apele de suprafaţă sau cele subterane să stea în contact cu plăcile de metal şi să le corodeze. Este de asemenea de dorit să se dispună de o suprafaţă netedă, plană şi curată, pe care să se aşeze şi să se sudeze plăcile de fund ale rezervoarelor. În plus, se cere ca suprafaţa să aibă o anumită elasticitate, care să prevină concentrările de eforturi în plăci şi să permită fundului rezervoarelor să „lucreze“, respectiv să aibă anumite mişcări determinate de variaţiile de temperatură şi de încărcare. În acest sens se utilizează deseori piatră spartă măruntă compactată, însă cea mai bună soluţie o constituie un strat de 5 cm grosime de mixtură bituminoasă cu nisip, aşa cum este recomandat de standardul britanic B.S. 2654:1956, strat care se întinde pe întreaga arie a bazei rezervorului. Această bază poate fi la rîndul său alcătuită din diferite materiale, în funcţie de grosimea adoptată şi de disponibilităţile locale. Pentru stratele de bază relativ subţiri, de exemplu între 25 şi 45 cm, se foloseşte nisipul compactat. Pentru strate mai groase se recurge în general la spărturi de cărămidă, piatră concasată, calcar sau la un amestec de nisip cu pietriş. Este esenţial ca stratul să nu fie rigid; astfel, betonul slab sau pămîntul stabilizat sînt contraindicate. Grosimea minimă a stratului de bază este dictată de necesitatea de a menţine fundul rezervorului la o anumită înălţime (10—15 cm) deasupra nivelului terenului după consumarea totală a tasării prin consolidare a terenului sub încărcarea exercitată de rezervor. Astfel, dacă se apreciază că tasarea finală a rezervorului şi a bazei sale va fi de circa 60 cm, grosimea stratului de bază va fi de 75 cm. Dacă acesta se confecţionează din elemente tari, colţuroase, ca piatră sau cărămidă spartă, este absolut necesar ca între aceasta şi stratul de bitum cu nisip să se intercaleze o pătură de nisip, praf de rocă sau un filtru invers cu pietriş mărunt, pentru ca piatra sau cărămida să nu străpungă masticul de bitum, provocînd concentraţii de eforturi în plăcile de la fundul rezervorului în timpul procesului de tasare.

Cînd rezervoarele se amplasează pe argile sau prafuri cu consistenţă redusă este recomandabil ca stratul de bază să fie mai gros, pentru a repartiza sarcina pe o suprafaţă mai mare, scăzînd astfel valoarea presiunii efective pe teren. De

exemplu, la un rezervor cu diametrul de 25 m aşezat pe un strat de bază de 1,50 m grosime, suprafaţa de rezemare creşte de la aria netă a rezervorului de circa 490 m² pînă la circa 615 m² în contact cu terenul, dacă se admite repartiţia sub un unghi de 45°. Un taluz lateral mai lin decît cel care asigură stabilitatea materialului din stratul de bază nu este raţional, deoarece repartiţia sarcinilor de către stratele flexibile nu se face în nici un caz sub unghiuri mai mici decît 45°. Pe de altă parte, o sporire exagerată a grosimii stratului de bază va face mai curînd să crească presiunea pe teren, datorită greutăţii proprii a stratului respectiv, astfel încît avantajul oferit de repartizarea încărcării pe o arie mai mare dispare. În afară de cele arătate, executarea unui strat de bază mai gros contribuie la reducerea concentrărilor de eforturi în teren, în zonele aflate sub periferia rezervorului. Aşa cum s-a menţionat (v. pag. 74), aluviuni prăfoase şi argiloase moi au deseori la suprafaţă o crustă de material întărit prin uscare. Această crustă trebuie păstrată pe cît posibil cu întreaga sa grosime, deoarece ajută la o repartizare mai bună a sarcinilor şi implicit la reducerea eforturilor de tăiere în stratele moi situate dedesubt.

Suprasarcinile în jurul rezervorului sau încărcarea lentă a acestuia (de exemplu umplerea progresivă într-o perioadă de un an sau chiar mai mult) fac posibilă amplasarea unor rezervoare grele pe pămînturi prăfoase sau argiloase foarte moi.

Taluzul lateral al stratului de bază se va apăra împotriva eroziunii printr-un strat de bitum cu nisip, iar la piciorul taluzului se va prevedea o rigolă pentru colectarea apei de suprafaţă sau a eventualelor scurgeri de petrol din conducte sau vane. Modul de alcătuire a unui strat de bază obişnuit este schiţat în fig. 4.38.

Ca strat de bază pentru o serie de rezervoare de petrol cu diametrul de 42,70 m şi înălţimea de 14,65 m, executate la rafinăria Avon din golful San Francisco (v. Roberts [4.15]), a fost utilizată o umplutură de argilă compactată

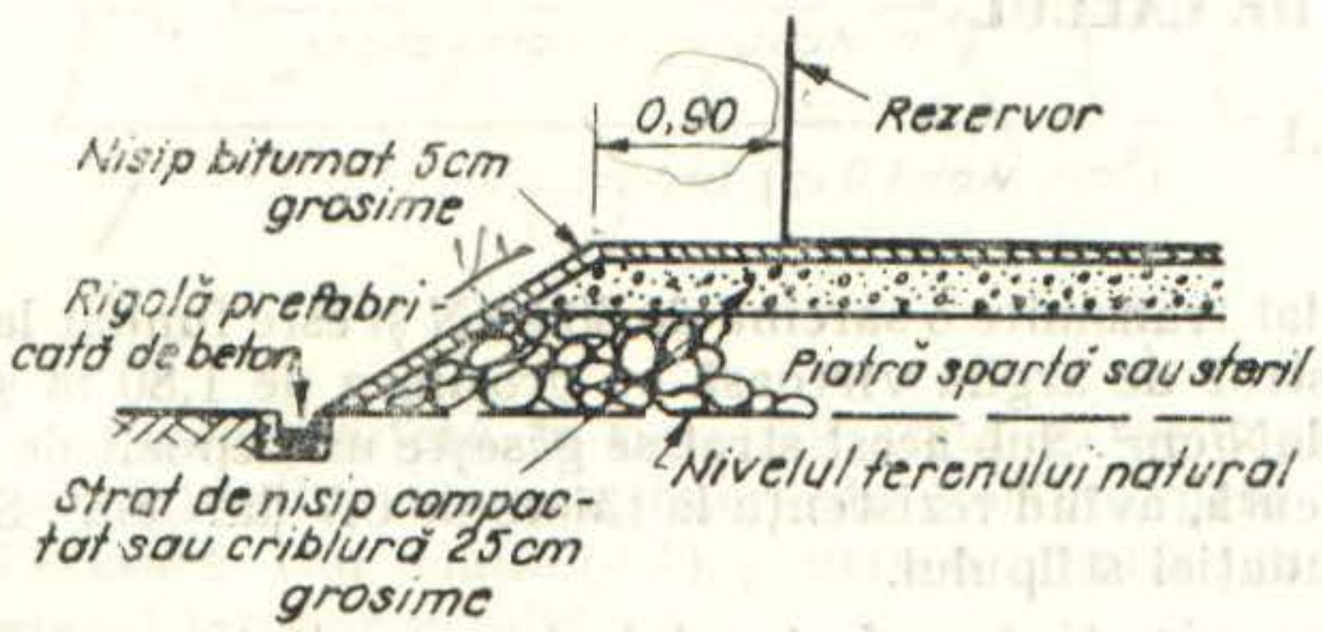


Fig. 4.38. Alcătuirea masivului de bază pentru rezervoarele de petrol.

cu grosimea de 3 m. Stratificaţia terenului pe amplasamentul respectiv era caracterizată prin prezenţa unei depuneri de 1,5—3,0 m de argilă moale organică şi turbă, care acoperea un material mai vîrtos. Rezistenţa la tăiere a argilei moi varia între 0,10 şi 0,15 daN/cm², astfel încît presiunile exercitate de rezervoare ar fi depăşit simţitor capacitatea portantă a stratului de suprafaţă. Prin realizarea stratului de umplutură amintit, presiunile pe materialul moale au fost reduse, iar forţele de frecare dezvoltate atît la partea superioară (la contactul

cu umplutura) cît şi la cea inferioară (la contactul cu argila vîrtoasă) a stratului moale au împiedicat refularea plastică a acestuia sub încărcare. Metoda a dat rezultate favorabile în cazul descris datorită grosimii relativ mici a materialului moale. Dacă depozitul cu consistenţă redusă ar fi avut o grosime mare, zonele plastice ar fi fost ample şi ar fi provocat probabil înclinarea şi chiar răsturnarea rezervoarelor. În cazul prezentat, rezervoarele au trebuit să fie umplute lent, într-o perioadă de trei luni. La unul dintre rezervoare a fost înregistrată o tasare maximă de 7 cm în decursul umplerii şi de 9 cm la trei luni după încheierea acestei operaţii. La un alt rezervor, unde stratul moale conţinea — într-o parte a amplasamentului — o intercalaţie groasă de turbă, s-a măsurat o tasare maximă de 30 cm la cinci luni după începerea umplerii cu petrol, tasarea diferenţială fiind de peste 25 cm. Această situaţie a necesitat readucerea la orizontală a rezervorului prin ridicarea părţii mai tasate cu ajutorul unor prese sprijinite în console sudate pe plăcile laterale, după care sub zona respectivă a fundului metalic s-a injectat pastă de argilă.

O altă metodă, expusă tot de Roberts [4.16] şi aplicabilă în cazul existenţei unui strat relativ subţire de argilă moale, constă în realizarea unui rambleu inelar de anrocamente compactate în jurul rezervorului. Trecînd în revistă metodele de fundare a rezervoarelor de petrol, Roberts constată că fundaţiile pe piloţi sînt folosite rareori, întrucît costul lor poate depăşi pe acela al întregului rezervor. Dacă totuşi se recurge la piloţi, radierul de solidarizare al acestora se poate înlocui din raţiuni de economie cu un strat de anrocamente compactate. În mod curent, acest strat are grosimea de 1,40 m, iar capetele superioare ale piloţilor pătrund în el cu 0,45 m. Stratul de anrocamente se acoperă cu un strat de 2 m de material granular compactat.

EXEMPLE DE CALCUL

Exemplul 4.1

Un stîlp izolat transmite o sarcină de 600 kN şi este fundat la o adîncime de 0,90 m într-un strat de argilă vîrtoasă cu grosimea de 1,80 m şi cu rezistenţa la tăiere de 1,3 daN/cm². Sub acest strat se găseşte un depozit de mare adîncime de argilă consistentă, avînd rezistenţa la tăiere de 0,7 daN/cm². Să se determine dimensiunile fundaţiei stîlpului.

Valoarea aproximativă a factorului de capacitate portantă N_c pentru fundaţii izolate de formă pătrată este 7,5. Considerînd un coeficient de siguranţă egal cu 3, presiunea admisibilă va fi, conform relaţiei (2.12),

$$q_{nf} = \frac{7{,}5 \times 1{,}3}{3} = 3{,}25 \text{ daN/cm}^2.$$

Latura necesară a fundaţiei rezultă

$$B = \sqrt{\frac{60\,000}{3{,}25}} = 136 \text{ cm} \approx 1{,}40 \text{ m}.$$

Verificarea valorii N_c admise inițial

$$\frac{D}{B}=\frac{0,90}{1,40}=0,64,$$ de unde, din fig. 2.11, *d*,

rezultă $N_c=7,6$, ceea ce este foarte aproape de valoarea aleasă la început.

Întrucît grosimea argilei vîrtoase aflată sub fundație depășește jumătatea lățimii acesteia, presiunea pe suprafață depozitului de argilă consistentă este dată de relația (4.3). Luînd ca unități daN și cm, se obține

$$q=\frac{60\,000-4\times140\times90\times1,3}{140\times140}$$

Rezultatul este o valoare negativă; prin urmare, o fundație cu latura de 1,40 m așezată la adîncimea de 0,90 m este corespunzătoare.

Se menționează că greutatea proprie a fundației nu a fost luată în considerare. Aceasta este foarte apropiată de greutatea pămîntului pe care-l înlocuiește, astfel încît se poate admite că presiunea *netă* exercitată de fundație este egală cu încărcarea stîlpului de 600 kN împărțită la suprafața blocului de fundație, așa cum s-a calculat mai înainte.

Exemplul 4.2

Se consideră că distanțele dintre stîlpii de felul celui din exemplul precedent, așezați într-un șir, sînt de 2 m. (măsurate între axe). Să se dimensioneze fundațiile în aceste condiții.

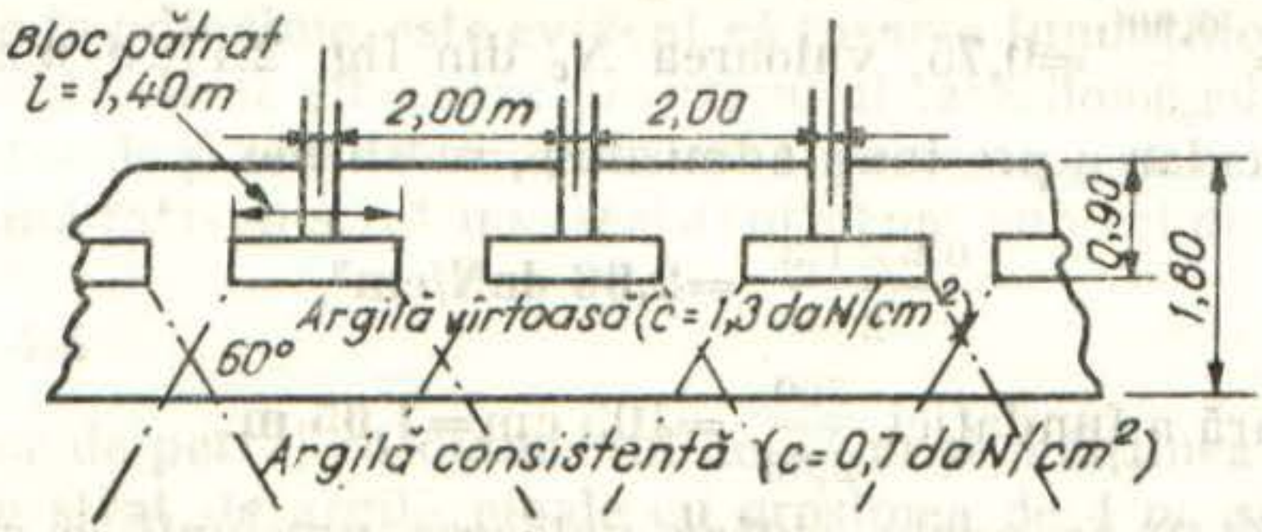


Fig. 4.39.

Distribuția presiunii schițată în fig. 4.39 arată că pe suprafața stratului de argilă consistentă are loc o suprapunere de eforturi; prin urmare, relația (4.3) nu poate fi folosită. Din relația (4.1), pentru o singură fundație, presiunea la suprafața stratului inferior rezultă

$$q'=\frac{60\,000}{140^2}\left\{\frac{140}{140+1,15\times90^2}\right)^2=1,01\ \text{daN/cm}^2-.$$

În zonele unde efectele fundațiilor vecine se suprapun, presiunea totală pe argila consistentă este

$$2\times1,01=2,02\ \text{daN/cm}^2-.$$

Pentru calculul capacității portante a stratului de argilă consistentă vom considera o fundație continuă cu lățimea de 2,45 m situată la adîncimea de 1,80 m.

Pentru un raport $\frac{D}{B}=\frac{1,80}{2,45}=0,73$, valoarea factorului N_c din fig. 2.11, *d* este egală cu 6,6. În consecință, cu un coeficient de siguranță de 3, valoarea presiunii admisibile pe stratul de argilă consistentă revine la

$$\frac{6,6\times 0,7}{3}=1,54 \text{ daN/cm}^2.$$

Prin urmare, acolo unde presiunile provenite de la fundațiile izolate vecine se suprapun la nivelul superior al argilei consistente, presiunea admisibilă a acestei formațiuni este depășită. Soluția cea mai indicată într-un asemenea caz este contopirea fundațiilor izolate într-o fundație continuă. Sarcina pe unitatea de lungime a acestei fundații este

$$\frac{600}{2}=300 \text{ kN/m}.$$

Factorul de capacitate portantă pentru fundația continuă situată la adîncimea de 0,90 m este aproximativ 6. Presiunea admisibilă netă pe argila vîrtoasă rezultă

$$q_{nf}=\frac{6\times 1,3}{3}=\mathbf{2,6 \text{ daN/cm}^2}.$$

Lățimea necesară a fundației este

$$\frac{300}{2,6}=116 \text{ cm; se va lua de } \mathbf{1,20 \text{ m}}.$$

Pentru $\frac{D}{B}=\frac{0,90}{1,20}=0,75$, valoarea N_c din fig. 2.11, *d* rezultă 6,6; utilizînd-o pentru calcularea presiunii admisibile, se obține

$$\frac{6,6\times 1,3}{3}=\mathbf{2,86 \text{ daN/cm}^2},$$

iar lățimea necesară a fundației $\frac{300}{2,86}=105 \text{ cm}=\mathbf{1,05 \text{ m}}$.

Din relația (4.2) se poate obține valoarea presiunii la suprafața argile consistente:

$$q_1=\frac{300}{105}\left(\frac{105}{105+1,15\times 90}\right)=1,44 \text{ daN/cm}^2.$$

Pentru un unghi de repartizare a sarcinilor de 30° față de verticală, lățimea suprafeței de încărcare pe stratul de argilă consistentă este de aproximativ 2,10 m. Pentru $\frac{D}{B}=\frac{1,80}{2,10}=0,86$ rezultă, din fig. 2.11, *d*, $N=6,8$, iar presiunea limită pe stratul menționat $6,8\times 0,7=4,76$ daN/cm².

Coeficientul de siguranță revine la

$$\frac{4,76}{1,44}=3,3.$$

Prin urmare, lățimea de fundație aleasă de 1,05 m nu va conduce la tasări prea mari; va fi însă necesară o armare a tălpii continue, în scopul reducerii

tasărilor diferențiale. În cazul cînd tasări totale de ordinul a 8 cm și diferențiale de ordinul a 2—3 cm sînt susceptibile să producă degradări în suprastructură, se recomandă să se facă un calcul al tasărilor probabile, înainte de modificarea lățimii fundației.

Exemplul 4.3

Un număr de 64 stîlpi de tipul celor din exemplul precedent sînt dispuși în nodurile unei rețele pătrate cu latura de 2 m (socotită între centre). Să se analizeze soluția de fundare.

Se știe din exemplul 4.2 că fundațiile izolate sînt contraindicate; de asemenea, dacă se adoptă soluția unor șiruri de fundații continue într-o singură direcție se va ajunge la distribuția de presiuni pe suprafața argilei consistente ilustrată în fig. 4.39. Stratul de argilă vîrtoasă se comportă deci ca un radier mare, iar distribuția presiunilor sub acest strat trebuie să fie considerată în raport cu rezistența la tăiere a argilei consistente.

Presiunea care se exercită pe suprafața argilei consistente are valoarea aproximativă

$$\frac{60\,000}{200^2} = 1{,}5 \text{ daN/cm}^2.$$

Considerînd că stratul de argilă vîrtoasă acționează ca o fundație de mică adîncime, cu ajutorul fig. 2.11, *d* presiunea limită pe argila consistentă rezultă din

$$6{,}25 \times 0{,}7 \approx 4{,}4 \text{ daN/cm}^2,$$

ceea ce corespunde unui coeficient de siguranță egal cu 2,9. Întrucît argila consistentă se extinde în adîncime, este evident că tasarea fundațiilor va fi apreciabilă. Este de recomandat să se efectueze un calcul al tasărilor probabile, iar în cazul în care tasările totale și cele diferențiale vor fi prea mari, să se recurgă la fundații pe piloți duși pînă într-un strat mai rezistent situat sub cel de argilă consistentă.

Exemplul 4.4

Un rezervor de petrol cu diametrul de 33 m și înălțimea de 6,50 m trebuie amplasat pe un strat de argilă moale cu grosimea de 4 m, sub care se găsește un depozit gros de nisip de îndesare mijlocie pînă la îndesat. Să se calculeze coeficientul de siguranță față de cedarea terenului, în ipoteza fundării pe stratul de argilă moale. Pentru calculul capacității portante a acestuia se poate considera o valoare minimă de 0,3 daN/cm² și respectiv mijlocie de 0,45 daN/cm² a rezistenței la tăiere.

Raportul între lățimea rezervorului și grosimea stratului

$$\frac{B}{d} = \frac{33}{4} = 8{,}25.$$

Întrucît acest raport este mai mare decît 6, se va utiliza relația (4.5) pentru determinarea presiunii limite pe argilă:

$$q_{nf} = \left(\frac{3\,300}{3 \times 400} + \pi + 1\right) 0{,}3 = 2{,}36 \text{ daN/cm}^2.$$

Presiunea maximă netă pe teren se realizează atunci cînd rezervorul este umplut în mod experimental cu apă.

Presiunea datorită apei: $6,5 \times 0,1 = 0,65$ daN/cm².
Presiunea datorită greutăţii proprii a rezervorului, circa 10 daN/m² ≈0.
Deci presiunea totală se poate considera de 0,65 daN/cm².

Coeficientul de siguranţă $= \frac{2,36}{0,65} = 3,64$, ceea ce reprezintă o situaţie corespunzătoare, în raport cu pericolul cedării totale a terenului. Trebuie însă analizată şi problema dezvoltării locale a unor zone de stare plastică a eforturilor. În acest sens, valoarea maximă a eforturilor dezvoltate în masivul de argilă este

$$\frac{q_{nf}}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ daN/cm}^2,$$

ceea ce este puţin mai mult decît rezistenţa minimă la tăiere a materialului. Avînd însă în vedere că rezistenţa medie este apreciabil mai mare (0,45 daN/cm²), rezultă că zonele plastice vor fi relativ restrînse, iar dacă rezervorul se va umple lent (de exemplu cu o creştere a nivelului de circa 30 cm pe zi), cedarea prin refularea laterală a argilei este practic exclusă. Sînt de aşteptat totuşi tasări apreciabile, precum şi o anumită înclinare (de ordinul mai multor centimetri) a rezervorului.

Exemplul 4.5

O construcţie se sprijină pe stîlpi de beton armat de secţiune pătrată cu latura de 60 cm, aşezaţi la distanţe relativ mari unul de altul. Sarcina pe fiecare stîlp este de 1 800 kN. Încercările de penetrare statică şi forajele au arătat (fig. 4.40) că terenul este un nisip destul de afînat spre suprafaţă şi cu o îndesare mijlocie spre adîncime. Să se stabilească adîncimea de fundare, să se dimensioneze fundaţiile izolate ale stîlpilor şi să se proiecteze armarea lor.

Ţinînd seama de neuniformitatea îndesării depozitului de nisip, este necesar ca fundaţiile să fie proiectate pentru condiţiile de îndesare cele mai defavorabile. Presiunea admisibilă calculată pe această bază se va folosi apoi la compararea tasărilor probabile în situaţiile cu îndesare minimă şi respectiv maximă, stabilindu-se astfel tasarea diferenţială maximă posibilă între doi stîlpi vecini. Aşa cum se vede în fig. 4.40, *a*, valorile rezistenţei pe con pentru starea cea mai afînată, corespunzătoare primelor trei strate din depozitul de nisip sînt 35, 90 şi 150 daN/cm².

Pe baza relaţiei lui Meyerhof (2.15) se poate stabili o primă valoare aproximativă a presiunii admisibile:

$$\frac{C_{kd}}{40} \quad \frac{35}{40} = 0,9 \approx \mathbf{1,0} \text{ daN/cm}^2.$$

Cu această valoare, pentru o sarcină pe stîlp de 1 800 kN rezultă o fundaţie pătrată cu latura de 4,25 m.

În calculul tasărilor probabile se va considera o adîncime de fundare de 1,20 m, care este de fapt mai mare decît cea necesitată de situaţia geotehnică. Avînd însă în vedere valoarea importantă a sarcinii şi dimensiunile blocului de fundaţie, se poate anticipa că şi înălţimea sa va fi destul de mare; cunoscînd că blocul trebuie să fie îngropat în întregime sub nivelul terenului (pardoselii),

adîncimea de fundare a fost aleasă în consecință. De altfel, valoarea tasărilor probabile nu se modifică sensibil, dacă în final adîncimea adoptată este cu 2—3 dm mai mare sau mai mică decît cea aleasă inițial.

Calculul tasărilor se conduce după cum urmează:

Stratul I

Sarcina geologică

$$p_0 = 0{,}0018 \times 240 = 0{,}43 \text{ daN/cm}^2$$

(greutatea volumică a nisipului a fost considerată 0,0018 daN/cm³).

Constanta de compresibilitate se calculează cu ajutorul relației (2.18):

$$C = \frac{3}{2} \cdot \frac{C_{kd}}{p_0} = \frac{3 \times 35}{2 \times 0{,}43} = 122.$$

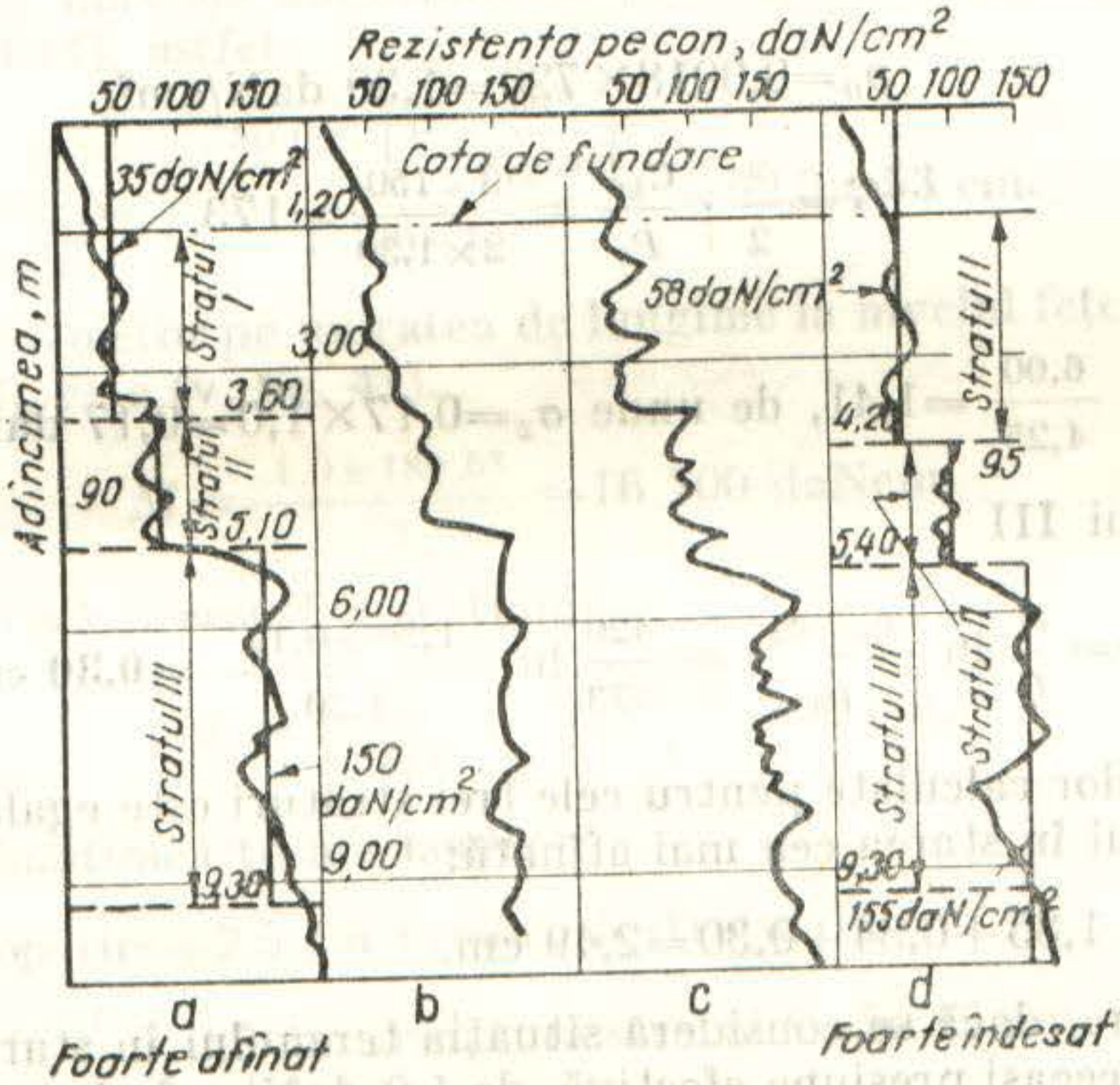


Fig. 4.40. Încercări de penetrare statică.

Valorile presiunii verticale σ_z se obțin din fig. 2.23 astfel:

$$\frac{z}{b} = \frac{1{,}20}{4{,}25} = 0{,}3, \text{ de unde } \sigma_z = 0{,}67 \times 1{,}0 = 0{,}67 \text{ daN/cm}^2.$$

În concluzie, tasarea stratului I, calculată cu relația (2.19), este:

$$\rho_f = \frac{II}{C} \ln \frac{p_0 + \sigma_z}{p_0} = \frac{240}{122} \ln \frac{0{,}43 + 0{,}67}{0{,}43} = \mathbf{1{,}85 \text{ cm}}.$$

Stratul II

$$p_0 = 0{,}0018 \times 435 = 0{,}78 \text{ daN/cm}^2.$$

$$C = \frac{3}{2} \cdot \frac{C_{kd}}{p_0} = \frac{3 \times 90}{2 \times 0{,}78} = 173.$$

Din fig. 2.23,

$$\frac{z}{b} = \frac{3,15}{4,25} = 0,74, \text{ de unde } \sigma_z = 0,37 \times 1,0 = 0,37 \text{ daN/cm}^2.$$

Tasarea stratului II

$$\rho_f = \frac{H}{C} \ln \frac{p_o + \sigma_z}{p_o} = \frac{150}{173} \ln \frac{0,78 + 0,37}{0,78} = 0,34 \text{ cm}.$$

Stratul III

Baza acestui strat a fost considerată la adîncimea de 9,30 m, întrucît mai jos de cota respectivă valoarea presiunii verticale provenite din sarcina pe stîlp este mai mică decît 0,1 daN/cm².

$$p_o = 0,0018 \times 720 = 1,30 \text{ daN/cm}^2.$$

$$C = \frac{3}{2} \cdot \frac{C_{kd}}{P_o} = \frac{3 \times 150}{2 \times 1,30} = 173.$$

Din fig. 2.23,

$$\frac{z}{b} = \frac{6,00}{4,25} = 1,41, \text{ de unde } \sigma_z = 0,17 \times 1,0 = 0,17 \text{ daN/cm}^2.$$

Tasarea stratului III

$$\rho_f = \frac{H}{C} \ln \frac{p_o + \sigma_z}{p_o} = \frac{420}{173} \ln \frac{1,30 + 0,17}{1,30} = \mathbf{0,30 \text{ cm}}.$$

Suma tasărilor calculate pentru cele trei straturi este egală cu tasarea probabilă a terenului în starea cea mai afînată:

$$1,85 + 0,34 + 0,30 = 2,49 \text{ cm}.$$

În continuare, dacă se consideră situaţia terenului în starea cea mai îndesată, luîndu-se aceeaşi presiune efectivă de 1,0 daN/cm² şi aceeaşi fundaţie cu latura de 4,25 m, aşezată la adîncimea de 1,20 m, valorile tasărilor probabile rezultate din calcul sînt

$$1,14 + 0,32 + 0,29 = 1,75 \text{ cm}$$

iar tasarea diferenţială maximă, care s-ar produce între două fundaţii vecine, prima fundată pe nisip afînat, iar cealaltă pe nisip îndesat, ar fi de

$$2,49 - 1,75 = 0,74 \text{ cm},$$

ceea ce constituie o valoare cu totul acceptabilă pentru construcţiile de beton armat.

Verificarea şi armarea blocului de fundaţie. Ţinînd seama de dimensiunile mari ale blocului, se preferă executarea sa din beton armat, soluţie care în această situaţie asigură economii în volumele de excavaţii şi de beton.

Potrivit prevederilor normativului britanic CP 114: 1957, rezistențele admisibile și celelalte date de calcul sînt:

Rezistența maximă admisibilă la compresiune în beton $=p_{cb}=70$ daN/cm².
Rezistența maximă admisibilă la tracțiune în armătură $=p_{st}=$
$=1\,400$ daN/cm².
Raportul modulelor $=m=15$.
Rezistența maximă la tăiere $=7$ daN/cm².
Rezistența maximă la adeziune $=12{,}6$ daN/cm²
Brațul de pîrghie al secțiunii de beton armat $=l_a=0{,}86$ din înălțimea efectivă.
Momentul de rezistență al secțiunii celei mai economice $=M_r=11\,bd_i^2$.

Înălțimea totală necesară a blocului de fundație în dreptul laturii stîlpului, pentru o rezistență maximă admisibilă la poansonare de 14 daN/cm² rezultă, conform relației (4.11), astfel:

$$l=\frac{180\,000\left(1-\frac{60^2}{425^2}\right)}{4\times 60\times 14}=52{,}5\approx 53\text{ cm.}$$

Momentul încovoietor pe unitatea de lungime la nivelul feței stîlpului, conform relației (4.13), este (v. fig. 41).

$$M=\frac{1{,}0\times 182{,}5^2}{2}=16\,700\text{ daNcm,}$$

iar înălțimea efectivă necesară a secțiunii

$$d_i=\sqrt{\frac{M}{11\,b}}=\sqrt{\frac{16\,700}{11}}=39\text{ cm,}$$

de unde rezultă înălțimea totală necesară

$$39+8\text{ cm acoperire}+2{,}5\text{ cm armătură stratul II}$$
$$+\frac{1}{2}\times 2{,}5\text{ cm armătură stratul I}=50{,}75\text{ cm.}$$

Pentru ca armătura să nu fie prea deasă și pentru a se ține seama de efectul distribuției neuniforme a presiunilor de contact pe nisipul cu îndesare variată este de dorit să se adopte o fundație cu înălțimea mai mare decît cea strict rezultată din calcul. În cazul de față se va alege o înălțime totală de 70 cm, căreia îi corespunde o înălțime efectivă reală de aproximativ 58 cm.

Verificarea eforturilor tangențiale în secțiunea critică XX din fig. 4.41 avînd aria bl_a:

$$\tau=\frac{1\times 125\times 1}{1\times 0{,}86\times 58}=2{,}5\text{ daN/cm²,}$$

valoare care se află în limitele admisibile.

Secțiunea armăturii de rezistență pe metrul liniar în stratul I este

$$\frac{1\times 182{,}5^2\times 100}{2\times 1\,400\times 0{,}86\times 58}=23{,}8\text{ cm².}$$

Se vor prevedea bare cu diametrul de 25 mm la distanțe de 20 cm, ceea ce corespunde cu 24,55 cm² pe metrul liniar. Aceeași armătură se va pune și în stratul II (inferior), de-a curmezișul primului strat.

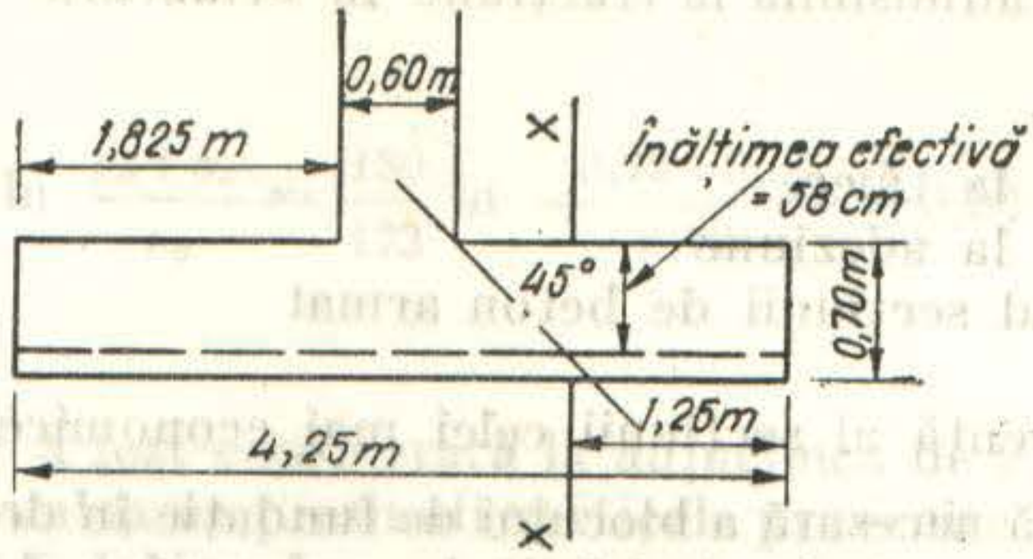


Fig. 4.41.

Verificarea adeziunii se face calculîndu-se efortul efectiv la nivelul feței stîlpului. Se obține:

$$\frac{1,0\times 182,5\times 100}{0,86\times 58\times \pi\times 2,5\times \dfrac{100}{20}} = 9,3 \text{ daN / cm}^2,$$

valoare mai mică decît rezistența admisibilă la adeziune de 12,6 daN / cm² menționată mai înainte.

Planul complet de armare a fundației este reprezentat în fig. 4.20.

Exemplul 4.6

Zidul de fundație al unei clădiri realizate ca un cadru rigid are grosimea de 45 cm. El suportă o sarcină permanentă și utilă de 300 kN / m și este supus la bază acțiunii unui moment de încovoiere reversibil de 200 kNm pe metrul liniar. Forajele de studiu și încercările de penetrare standard au arătat că sub un strat subțire de 25 cm de pămînt vegetal se găsește un nisip cu îndesare mijlocie, cu o valoare corectată N de 25 lovituri pentru o penetrare de 30 cm, a cărui grosime este de 3 m. Depozitul de nisip este așezat pe rocă stîncoasă. Nivelul apei subterane se află la adîncimea de 1,0 m sub nivelul terenului Să se proiecteze fundațiile zidului.

Existența momentului încovoietor la baza zidului are ca rezultat o încărcare excentrică pe talpa de fundație. În condițiile limitării tasărilor la mai puțin de 2—3 cm, fig. 2.13 indică o presiune admisibilă de circa 2 daN/cm² pentru o fundație avînd dimensiunile în plan de ordinul a 1,5×3,0 m. Datorită prezenței apei subterane este necesar ca presiunea admisibilă să fie redusă la jumătate, rezultînd o lățime de 3 m pentru sarcina verticală, lățime care trebuie majorată pentru a se ține seama de excentricitate. Luînd într-o primă aproximație o lățime de 3,60 m, din relația (4.6 a) rezultă o presiune marginală maximă

$$q_{max} = \frac{300}{3,60} + \frac{6\times 200}{3,60^2} = 176 \text{ kN / m}^2 = 1,76 \text{ daN / cm}^2.$$

Din cele expuse în text se poate vedea că această presiune poate fi considerată ca acționînd pe o lățime efectivă a fundației egală cu $\frac{1}{3}B=1{,}20$ m. Conform fig. 2.13, presiunea admisibilă pentru o fundație cu o astfel de lățime, așezată pe un teren cu valoarea N egală cu 25, este de circa 2,8 daN / cm². Luînd această valoare pe jumătate, rezultă o presiune admisibilă de 1,4 daN cm²; prin urmare, fundația aleasă este prea îngustă.

Se alege o lățime de 4,50 m, la care corespunde o presiune marginală maximă

$$q_{max}=\frac{300}{4{,}50}+\frac{6\times 200}{4{,}50^2}=125\ \text{kN/m}^2=1{,}25\ \text{daN / cm}^2.$$

Din fig. 2.13 se obține, pentru o fundație cu lățimea efectivă de 1,50 m, o presiune admisibilă de 2,5 daN / cm², care luată pe jumătate, înseamnă 1,25 daN / cm². Prin urmare, lățimea de 4,50 m este suficientă.

Proiectarea fundației continue. Diagrama de variație a presiunii de contact fundație / teren este reprezentată în fig. 4.42, de unde, prin interpolare, pot fi stabilite valorile presiunii în orice punct.

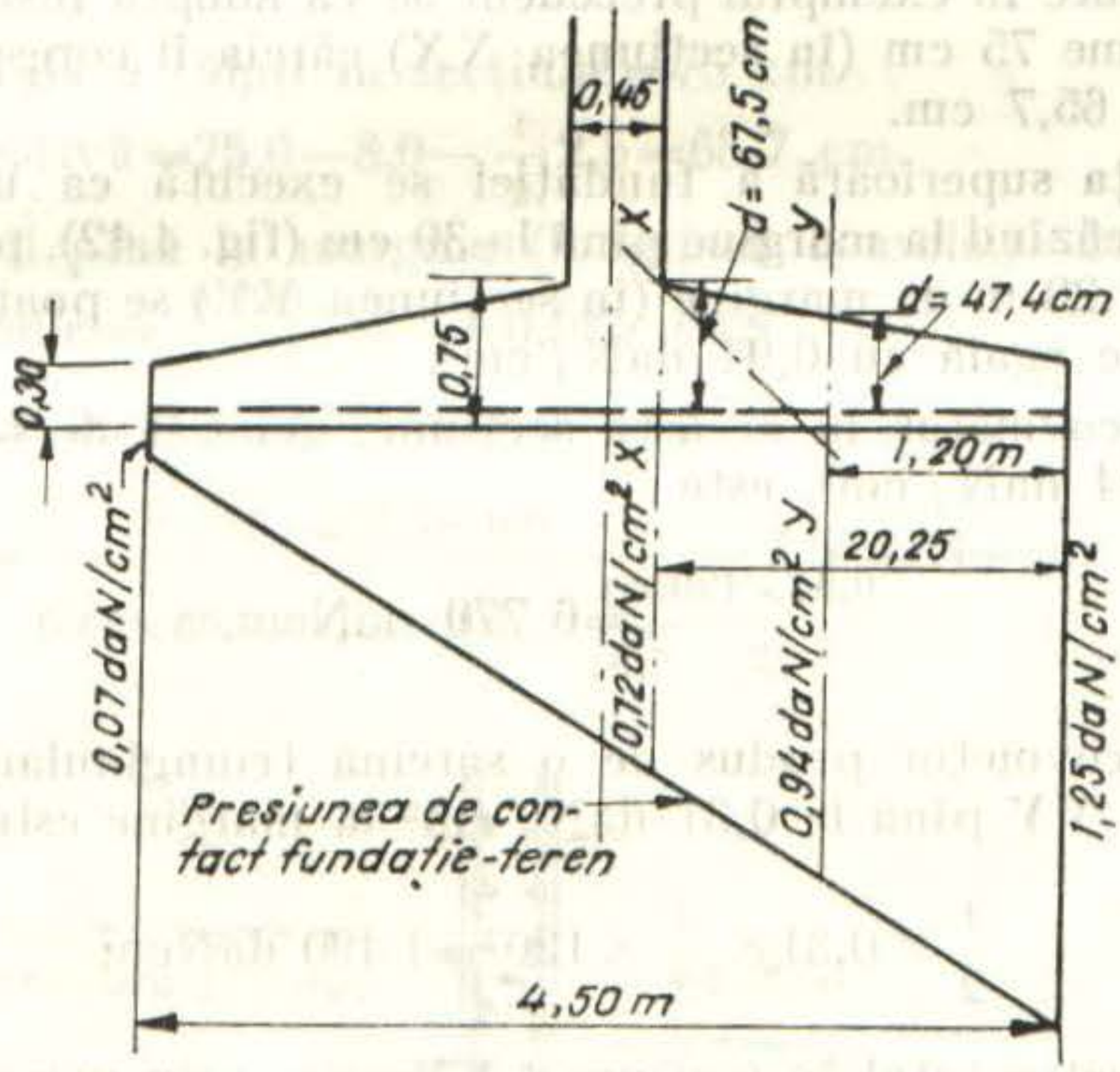


Fig. 4.42.

Datorită valorii ridicate a presiunii marginale, este de așteptat ca înălțimea tălpii continue de fundație să fie determinată de valoarea momentului încovoietor la nivelul suprafeței zidului (în secțiunea XX), unde presiunea exercitată pe teren este de 0,72 daN / cm².

Momentul încovoietor în secțiunea XX datorit unei sarcini uniform repartizate de 0,72 daN / cm² este

$$0{,}72\times 202{,}5\times\frac{202{,}5}{2}=14\ 750\ \text{daN cm}$$

iar momentul încovoietor în aceeași secțiune, produs de o sarcină triunghiulară avînd ordonata maximă egală cu diferența de 0,53 daN / cm² este

$$\frac{1}{2} \times 0{,}53 \times 202{,}5 \times \frac{2}{3} \times 202{,}5 = 7\ 270 \text{ daNcm.}$$

Momentul încovoietor total în secțiunea XX rezultă deci

14 750+7 270=22 020 daNcm.

Pentru o rezistență admisibilă în armătură p_{st}=1 400 daN / cm² și în beton p_{cb}=70 daN / cm² și un raport al modulelor de 15, rezultă o înălțime efectivă necesară a tălpii (v. exemplul precedent) egală cu

$$d_i = \sqrt{\frac{22\ 020}{11}} = 44{,}7 \text{ cm.}$$

Adăugîndu-se acoperirea cu beton de 8 cm și o jumătate din diametrul unei bare de armătură de 26 mm, rezultă o înălțime totală necesară de 54 cm. Din motivele arătate în exemplul precedent se va adopta însă o înălțime mult mai mare, și anume 75 cm (în secțiunea XX) căreia îi corespunde o înălțime efectivă reală de 65,7 cm.

Dacă suprafața superioară a fundației se execută ca un plan înclinat, înălțimea totală scăzînd la margine pînă la 30 cm (fig. 4.42), presiunea pe teren la o distanță de 1,20 m de margine (în secțiunea YY) se poate determina prin interpolare și este egală cu 0,94 daN / cm².

Momentul încovoietor în această secțiune, generat de o sarcină uniform distribuită de 0,94 daN / cm², este

$$\frac{0{,}94 \times 120^2}{2} = 6\ 770 \text{ daNcm,}$$

iar momentul încovoietor produs de o sarcină triunghiulară crescînd de la zero în secțiunea YY pînă la 0,31 daN / cm² la margine este

$$\frac{1}{2} \times 0{,}31 \times \frac{2}{3} \times 120^2 = 1\ 490 \text{ daNcm.}$$

Momentul încovoietor total în secțiunea YY este, prin urmare,

$$6\ 770 + 1\ 490 = 8\ 260 \text{ daNcm,}$$

iar înălțimea efectivă necesară rezultă:

$$\sqrt{\frac{8\ 260}{11}} = \mathbf{27{,}4 \text{ cm.}}$$

Înălțimea efectivă reală în aceeași secțiune este însă mult mai mare, și anume

$$56{,}7 - 8 - 1{,}3 = 47{,}4 \text{ cm.}$$

Cu această valoare se verifică eforturile tangențiale pe aria bl_a conform relației (4.12) și ținînd seama de faptul că l_a este egal cu 0,86 din înălțimea efectivă:

$$\tau = \frac{\frac{0,94 \times 1,25}{2} \times 120}{0,86 \times 47,4} = 3,24 \text{ daN/cm}^2.$$

Valoarea obținută este cu mult sub cea a rezistenței admisibile la tăiere (7 daN/cm²).

Secțiunea necesară de armătură în secțiunea XX rezultă din

$$\frac{22\,020 \times 100}{1\,400 \times 0,86 \times 65,7} = 27,8 \text{ cm}^2 \text{ pe metrul liniar.}$$

Se vor prevedea 6 bare cu diametrul de 25 mm pe metrul liniar, corespunzînd unei secțiuni de 29, 46 cm².

Tot în secțiunea XX se face și verificarea rezistenței la adeziune, în modul următor:

Înălțimea totală a tălpii în secțiune = 75 cm.

Înălțimea efectivă = $75,0 - 8,0 - \frac{1}{2} 2,5 = 65,7$ cm.

Lățimea tălpii pînă la margine (lungimea consolei) = 202,5 cm.

Presiunea medie = $\frac{0,72 + 1,25}{2} = 0,985$ daN / cm²

Efortul maxim local de adeziune

$$= \frac{0,985 \times 202,5 \times 100}{0,86 \times 65,7 \times 3,14 \times 2,5 \times \frac{100}{16,7}} = 7,5 \text{ daN / cm}^2.$$

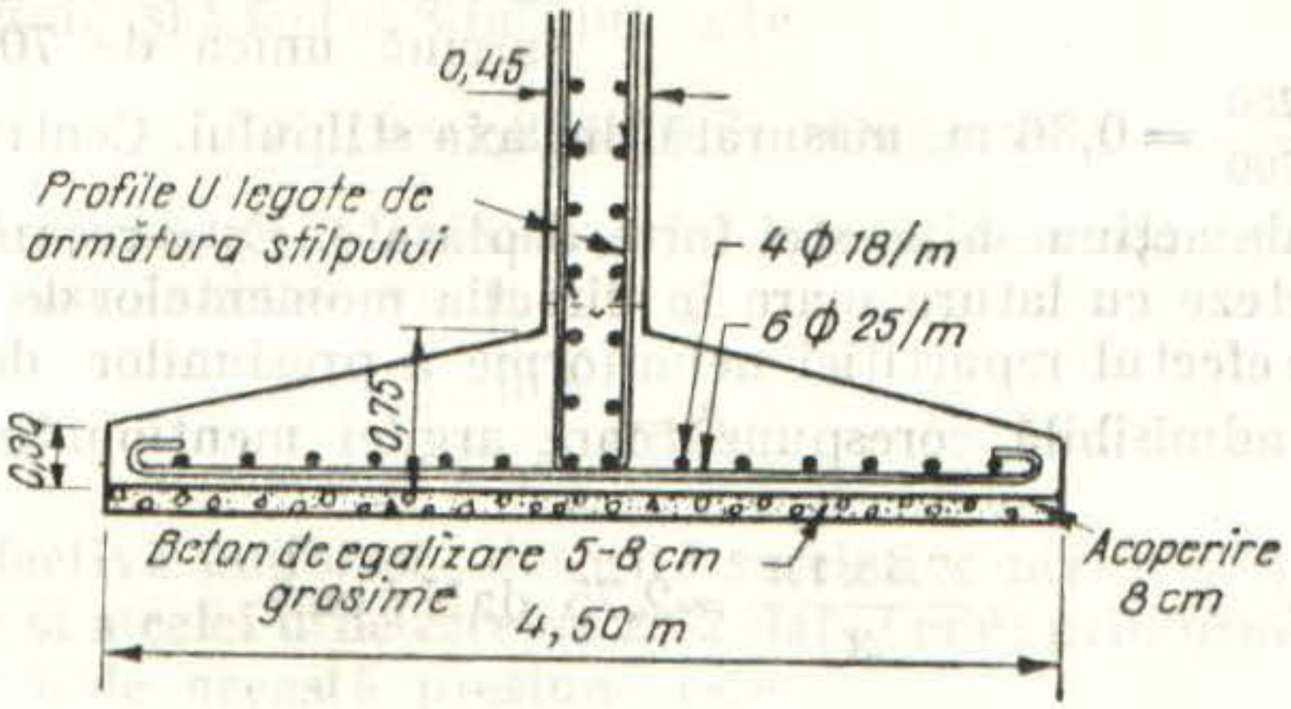


Fig. 4.43.

Valoarea este mai mică decît rezistența maximă la adeziune, care a fost considerată egală cu 12,6 daN / cm² (v. exemplul 4.5).

Elementele geometrice ale armăturii sînt date în fig. 4.43.

Exemplul 4.7

Stîlpul la care se referă fig. 4.44 este prevăzut cu o placă de bază cu dimensiunile de 60×90 cm. El este încărcat cu o sarcină centrică de 700 kN, precum şi cu un moment încovoietor de 250 kNm provenit din acţiunea greutăţii permanente şi cea a sarcinii utile; în afară de acestea, este solicitat de un moment încovoietor de 90 kNm datorit vîntului. Momentul din prima categorie acţionează întotdeauna în acelaşi sens. Terenul de fundaţie este alcătuit dintr-o argilă vîrtoasă avînd rezistenţa la tăiere de 1,1 daN / cm². Să se dimensioneze fundaţia de beton simplu a stîlpului, în aşa fel încît să se evite înclinarea sa apreciabilă.

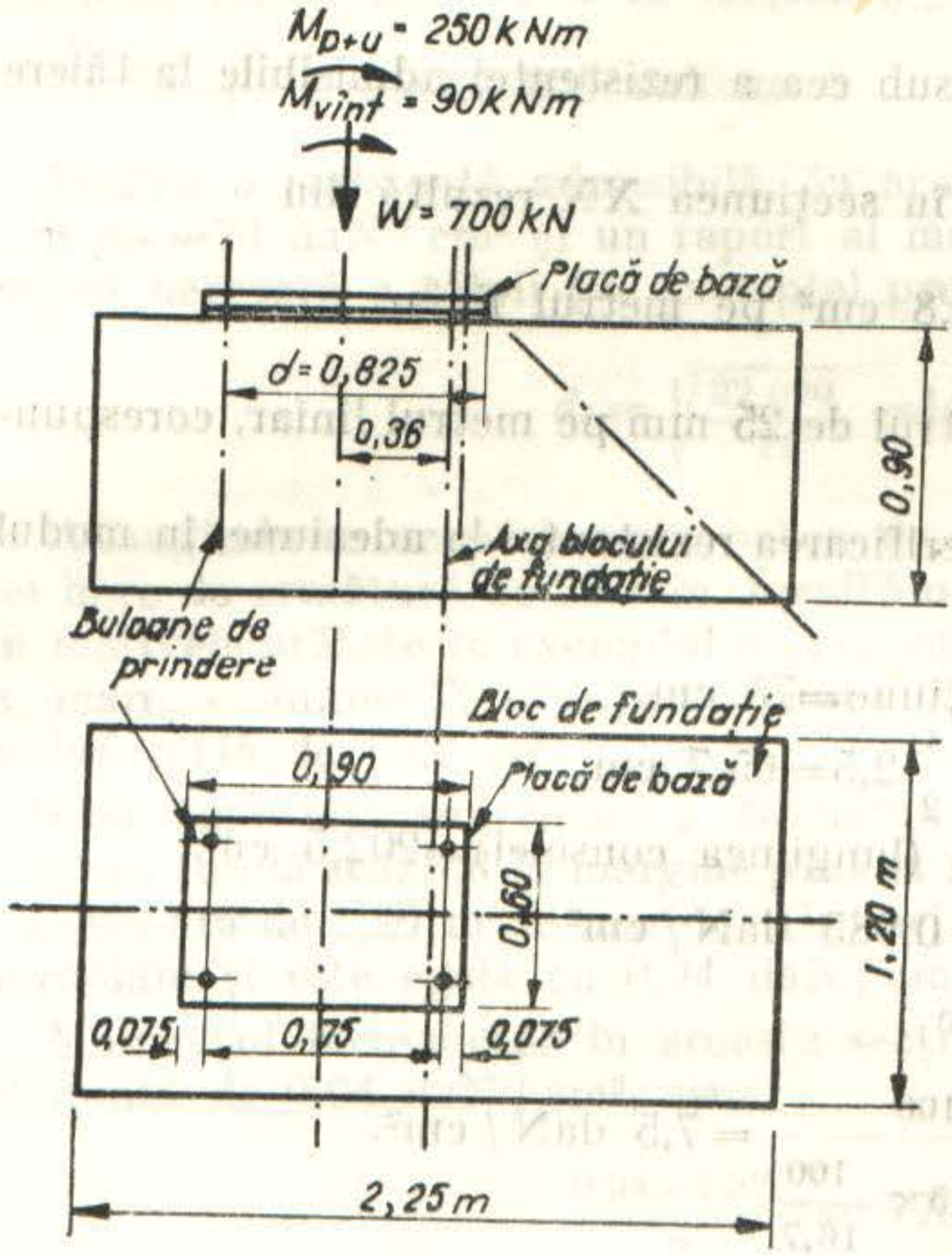


Fig. 4.44.

Înclinarea stîlpului poate fi evitată prin amplasarea lui în mod excentric faţă de blocul de fundaţie, astfel ca rezultanta sarcinii centrice şi momentului datorit sarcinilor permanente şi utile să treacă prin centrul blocului. În felul acesta, numai momentul produs de vînt dă naştere la presiuni neuniforme pe teren; întrucît vîntul acţionează cu intermitenţe, el nu va putea provoca tasări inegale apreciabile şi deci nici înclinarea stîlpului.

Sarcina centrică de 700 kN şi momentul de 250 kNm reprezentate în fig. 4.44 pot fi înlocuite printr-o sarcină unică de 700 kN acţionînd la distanţa de $\frac{250}{700} = 0{,}36$ m, măsurată din axa stîlpului. Centrul blocului va fi plasat pe linia de acţiune a acestei forţe deplasate. Este recomandabil ca blocul să se proiecteze cu latura mare în direcţia momentelor de încovoiere, pentru a se reduce efectul repartiţiei neuniforme a presiunilor datorite vîntului.

Presiunea admisibilă corespunzătoare argilei menţionate în enunţ este

$$\frac{7{,}5 \times 1{,}1}{3} = 2{,}75 \text{ daN / cm}^2$$

Se aleg pentru blocul de fundaţie dimensiunile în plan de 1,20×2,25 m. Momentul de inerţie al secţiunii respective este

$$I = \frac{b\,h^3}{12} = \frac{1{,}20 \times 2{,}25^3}{12} = 1{,}14 \text{ m}^4.$$

Presiunea marginală datorită forței axiale de 700 kN și momentului de 250 kNm se determină cu ajutorul relației (4.14):

$$q = \frac{700}{1{,}20 \times 2{,}25}\left(1 + 6\,\frac{0{,}36}{2{,}25}\right) - \frac{250 \times 1{,}125}{1{,}14} = 262 \text{ kN/m}^2 = 2{,}62 \text{ daN/cm}^2.$$

Presiunea maximă suplimentară datorită vîntului la marginea blocului este

$$\frac{90 \times 1{,}125}{1{,}14} = 89 \text{ kN/m}^2 = 0{,}89 \text{ daN/cm}^2.$$

Prin urmare, în cazul cel mai defavorabil, presiunea maximă efectivă pe teren se ridică la

$$q_{max} = 2{,}62 + 0{,}89 = 3{,}51 \text{ daN/cm}^2.$$

Dimensiunile plăcii de bază a stîlpului fiind de $0{,}90 \times 0{,}60$ m, se impune pentru blocul de fundație o înălțime de 0,90 m, care să asigure o repartizare a încărcărilor sub un unghi lateral de 45° de la placă spre teren; considerînd suprafața superioară a blocului la adîncimea de 0,25 m sub nivelul terenului (din rațiuni constructive), rezultă o adîncime de fundare de 1,15 m.

Din fig. 2.12, pentru raportul

$$\frac{L}{B} = \frac{2{,}25}{1{,}20} = !{,}9$$

se obține un factor de formă $\lambda = 1{,}10$, astfel încît, cu raportul

$$\frac{D}{B} = \frac{1{,}15}{1{,}20} = 0{,}96$$

factorul de capacitate portantă are valoarea (obținută din fig. 2.11,*d*):

$$N_c = 1{,}10 \times 7{,}0 = 7{,}7.$$

În consecință, presiunea admisibilă pe teren, sporită cu 25% deoarece se ia în considerare și efectul vîntului, este

$$7{,}7 \times 1{,}1 \times 1{,}25 = 10{,}6 \text{ daN/cm}^2.$$

Coeficientul de siguranță efectiv, în condițiile existenței presiunii maxime calculate mai înainte, va fi

$$\frac{10{,}6}{3{,}51} = 3{,}0.$$

Presiunea efectivă uniformă datorită sarcinii centrice și momentului sarcinii permanente și a celei utile este de 2,62 daN/cm²; prin urmare, coeficientul de siguranță față de această presiune este

$$\frac{10{,}6}{2{,}62} = 4{,}05.$$

Cu aceste valori se poate afirma că tasarea totală a fundației nu va depăși 2 cm, iar înclinarea stîlpului va fi neglijabilă.

Dimensionarea buloanelor de prindere. Distanța n de la axa neutră pînă la latura cea mai comprimată (v. fig. 4.34) se calculează cu relația (4.19):

$$n = \frac{m p_{cb} d}{m p_{cb} + p_{st}}.$$

Considerînd că diametrul buloanelor depășește 1 țol (2,54 cm), rezistența admisibilă la tracțiune în bulon este, conform normelor britanice, $p_{st}=1\ 250$ daN/cm². Rezistența admisibilă la compresiune în beton se ia $p_{cb}=70$ daN/cm².

Conform fig. 4.44 rezultă

$$n = \frac{15 \times 70 \times 82{,}5}{15 \times 70 + 1\ 250} = 37{,}6 \text{ cm}.$$

Forța de compresiune în beton se calculează cu expresia (4.20):

$$C = \frac{M_{xx} + W \cdot y}{d - \frac{n}{3}}$$

sau, înlocuind,

$$C = \frac{340 + 700 \times 0{,}375}{0{,}825 - \frac{0{,}376}{3}} = 865 \text{ kN}.$$

Pe baza relației (4.21), forța totală de întindere în buloane este

$$T = C - W = 865 - 700 = 165 \text{ kN}$$

la care, conform normelor britanice, se adaugă 40%:

$$165 \times 1{,}40 = 231 \text{ kN}.$$

Dacă se aleg buloane de 1 1/2 țoli, rezistența totală a două buloane (cu $p_{st}=1\ 250$ daN/cm²) rezultă de 208 kN (considerîndu-se secțiunea slăbită prin filetare). Dacă se iau în considerare și solicitările datorite vîntului, forța admisibilă a buloanelor poate fi sporită cu 25% (în raport cu suplimentul adus de aceste solicitări). În cazul de față sporul este

$$25 \times \frac{90}{250} = 9\% \text{ din forța totală.}$$

Cele două buloane pot prelua deci o forță egală cu:

$$208 \times 1{,}09 = 227 \text{ kN}$$

valoare care este foarte apropiată de cea necesară (231 kN). Se poate considera deci că buloanele de 1 1/2 țoli sînt suficiente.

Efortul maxim de compresiune în beton se determină cu ajutorul relației (4.22):

$$\frac{C}{\frac{1}{2} \cdot n \cdot b} = \frac{865}{\frac{1}{2} \times 0{,}376 \times 0{,}60} = 7\,680 \text{ kN/m}^2 = 76{,}8 \text{ daN/cm}^2.$$

Rezistența admisibilă poate fi și în cazul betonului sporită ca mai înainte cu 9%, ceea ce conduce la

$$70 \times 1{,}09 = 76{,}3 \text{ daN / cm}^2,$$

respectiv o valoare practic egală cu efortul necesar. Totuși, conform standardului britanic B.S. 449, lățimea plăcii va trebui să fie sporită cu 40%, ajungînd astfel la 0,85 m, pentru a se ține seama de efectul de răsturnare. O altă soluție constă în menținerea lățimii la valoarea inițială, însă sporirea lungimii, în așa fel încît să se reducă eforturile efective de tracțiune în buloane și cele de compresiune în beton.

Exemplul 4.8

Stîlpul din exemplul precedent, care este alcătuit din profile metalice cu lățimea aripilor de 45 cm, trebuie încastrat în blocul de fundație. Să se determine adîncimea de încastrare necesară.

Din relația (4.17), pentru ca rezistența maximă la compresiune a betonului să nu fie depășită, trebuie ca adîncimea de încastrare h să nu fie mai mică decît

$$\sqrt{\frac{Q_2 M}{b \cdot u}}.$$

Luînd $Q_2 = 17$ și considerînd rezistența la zdrobire pe cub a betonului $u = 210$ daN / cm^2 = 21 000 kN / m^2, rezultă

$$h = \sqrt{\frac{17\,(250+90)}{0{,}45 \times 21\,000}} = 0{,}78 \text{ m}.$$

Ținînd seama de relația (4.18), pentru ca rezistența la întindere în beton egală cu 0,03 u să nu fie nici ea depășită, este necesar ca h să fie cel puțin

$$\sqrt{\frac{Q_1 M}{(B-b)\,u}}.$$

Luînd $Q_1 = 210$, cu celelalte date ca mai înainte, se obține

$$h = \sqrt{\frac{210 \times 340}{(1{,}20-0{,}45)\,21\,000}} = 2{,}13 \text{ m}.$$

În concluzie, se va prevedea o încastrare a stîlpului în blocul de beton de 2,15 m.

BIBLIOGRAFIE

4.1. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, p. 167.
4.2. Bishop, A. W. The strength of soils as engineering materials. În: *Géotechnique*, vol. 16, nr. 2, iun. 1966, p. 89—128.
4.3. Peck, R. B., Hanson, W. E. și Thornburn, T. H. *Foundation Engineering*. New York, ed. John Wiley, 1953, p. 227—228.

7.

Fundații pe piloți—1
Capacitatea portantă a piloților și a grupurilor de piloți

Piloții sînt elemente de construcție relativ lungi și subțiri folosite pentru a transmite încărcările fundațiilor, care străbat stratele de pămînt cu capacitatea portantă redusă și ajung la strate mai adînci de pămînt sau rocă cu o capacitate portantă ridicată. Ei sînt de asemenea folosiți în condiții normale de teren pentru a rezista la forțe mari de smulgere, sau în terenuri slabe pentru a rezista la solicitări orizontale. Piloții constituie o soluție convenabilă de realizare a fundațiilor lucrărilor pe apă, așa cum sînt jetelele și pilele de pod. Palplanșele au cu totul altă funcție; ele sînt folosite ca elemente de susținere a pămîntului sau a apei în cazul batardourilor pentru excavațiile fundațiilor sau ca pereți de sprijin. Proiectarea și execuția lucrărilor de fundații cu ajutorul palplanșelor vor fi descrise în cap. 9 și 10.

Dacă stratul portant pe care se așază fundațiile pe piloți este constituit dintr-un material tare și relativ impenetrabil cum sînt stînca, nisipul îndesat sau pietrișul, cea mai mare parte din capacitatea portantă a piloților se datorește rezistenței stratului în care au pătruns vîrfurile piloților. În aceste condiții este vorba de *piloți purtători pe vîrf* (fig. 7.1, *a*). Pe de altă parte, dacă piloții nu ating un strat impenetrabil, ci sînt bătuți pe o anumită distanță într-un strat penetrabil, capacitatea lor portantă se datorește atît rezistenței lor pe vîrf cît și frecării laterale dintre suprafața laterală a pilotului și pămîntul din jur. Piloții a căror capacitate portantă se datorește în cea mai mare măsură frecării laterale se numesc *piloți flotanți* (fig. 7.1, *b*).

Tipurile principale de piloți sînt în general următoarele:

Piloți bătuți. Elemente executate în prealabil, de obicei din lemn, beton sau oțel, introduse în pămînt prin batere cu un berbec.

Piloți bătuți și turnați în loc. Realizați prin baterea în pămînt a unui tub închis la capăt, care este umplut ulterior cu beton. Tubul poate fi recuperabil sau pierdut.

Piloți înșurubați. Piloți din oțel sau beton, introduși în pămînt prin înșurubare.

Piloți presați. Elemente de oțel sau beton înfipte în pămînt prin presare.

Piloți forați și turnați în loc. Piloți realizați prin forarea unei găuri în pămînt, care este umplută ulterior cu beton.

Piloți compuși. Combinațiile de două sau mai multe din tipurile precedente sau combinațiile de diferite materiale în același tip de pilot.

Primele patru tipuri sînt adesea denumite piloți realizați *prin dislocuire*, deoarece atunci cînd pilotul este bătut, înșurubat sau presat pămîntul este îm-

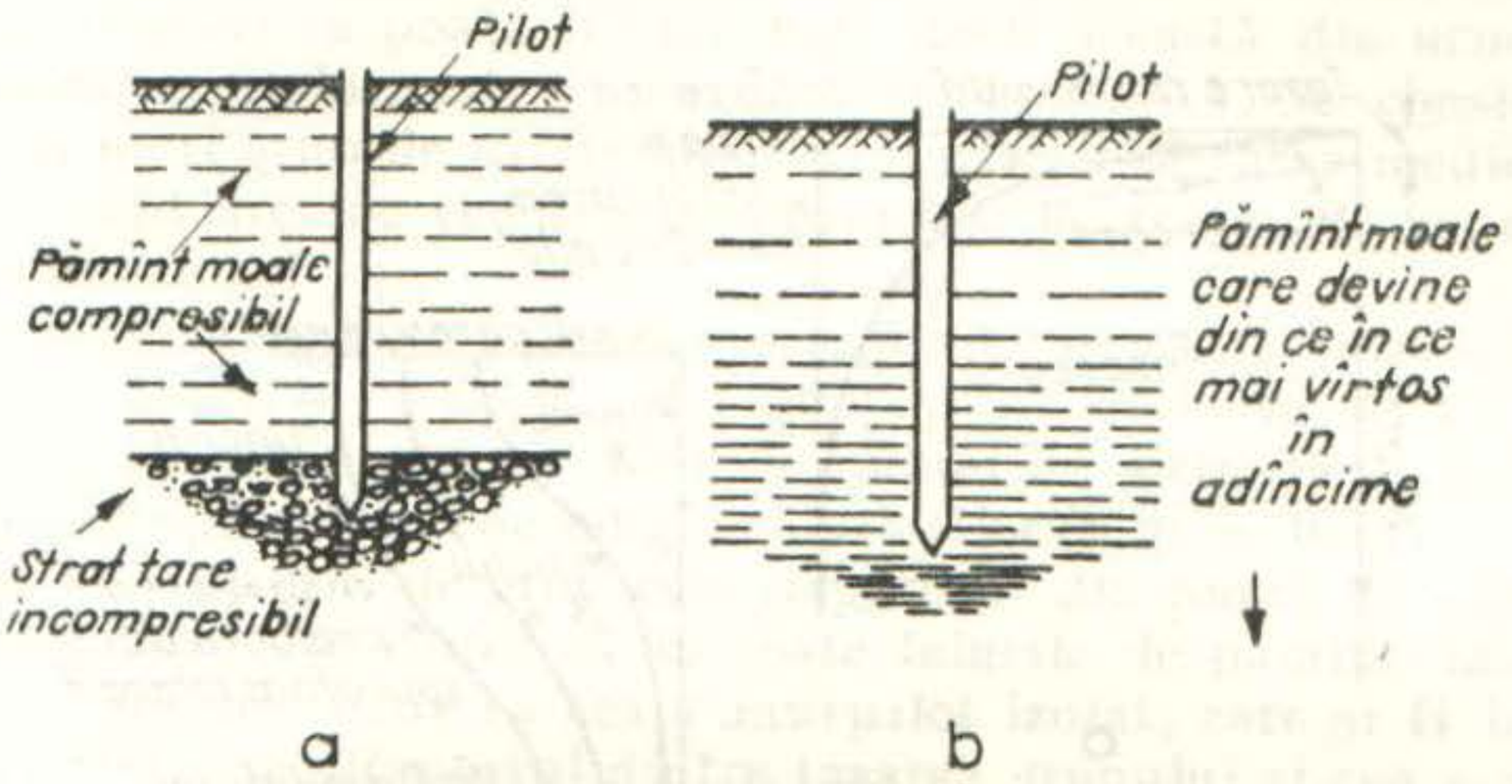


Fig. 7.1. Pilot purtător pe vîrf (*a*) și pilot flotant (*b*).

pins lateral. La toate tipurile de piloți forați și la unele tipuri de piloți compuși, pămîntul este mai întîi eliminat prin forarea unei găuri în care se toarnă beton sau se introduc diferite elemente de beton prefabricat sau alte materiale. Această deosebire fundamentală între piloții cu sau fără dislocuire necesită moduri diferite de abordare a problemei evaluării capacității portante, astfel încît din acest punct de vedere cele două tipuri de piloți vor fi prezentate separat.

Comportarea sub încărcare a piloților și a grupurilor de piloți

În fig. 7.2, *a* se arată relația încărcare-deformație pentru pilotul izolat introdus într-un pămînt uniform și supus unei încărcări verticale pînă la rupere. În primele faze ale încărcării tasarea este foarte mică și se datorește aproape în întregime unei deformații elastice a pilotului și a pămîntului înconjurător. Atunci cînd are loc o descărcare, de exemplu pentru punctul *A* din fig. 7.2, *a*, capul pilotului va reveni aproape în poziția inițială. Dacă în lungul pilotului se înglobează mărci tensometrice, ele vor arăta că aproape întreaga încărcare este preluată de frecarea laterală de la partea superioară a suprafeței exterioare a pilotului (fig. 7.2, *b*). Pe măsură ce încărcarea crește, curba încărcare-deformație se înclină, iar descărcarea corespunzătoare unui punct *B* va prezenta de asemenea o oarecare revenire elastică, dar pilotul nu va mai reveni la nivelul inițial, ceea ce arată că s-a produs o tasare permanentă. Citirile mărcilor tensometrice vor arăta că terenul a preluat prin frecare pe suprafața laterală a pilotului o

parte mai mare din încărcarea pilotului dar nu întreaga sarcină; aceasta arată că în acest caz o anumită parte din încărcare este preluată de către terenul de sub vîrful pilotului. Atunci cînd încărcarea se apropie de punctul de cedare *C*, tasarea crește rapid pentru o mică sporire a încărcării. Citirile mărcilor arată chiar că partea preluată prin frecare este ceva mai mică decît imediat înainte de cedare, în special lîngă vîrf, unde, pe măsură ce are loc cedarea, pămîntul tinde să fie refulat de lîngă pilot.

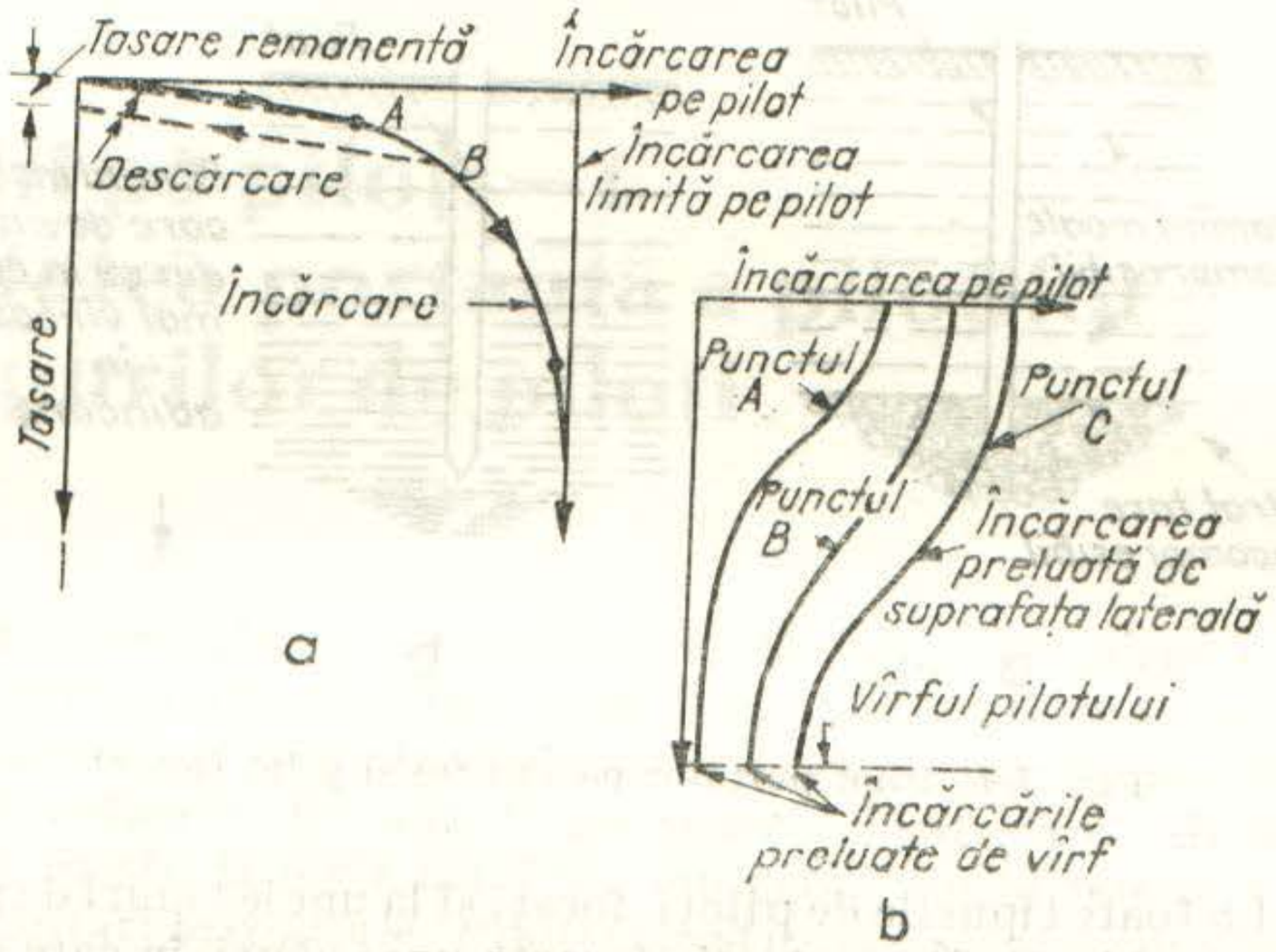


Fig. 7.2. Efectele încărcării pilotului:
a — curba încărcare-tasare; *b* — înregistrările deformațiilor pe manta.

Raportul dintre partea din încărcare transmisă prin frecare laterală și pe vîrf depinde de rezistența la tăiere și elasticitatea pămîntului. În general deplasarea verticală a pilotului, necesară pentru a mobiliza întreaga rezistență pe vîrf, este mai mare decît cea necesară pentru a mobiliza întreaga frecare laterală. Dacă se măsoară separat întreaga încărcare transmisă prin frecare laterală și întreaga încărcare pe vîrf, relația încărcare-tasare pentru fiecare din aceste componente arată ca în fig. 7.11. Se vede că frecarea pe suprafața laterală a pilotului crește pînă la o valoare maximă, după care scade pe măsură ce se mărește deformația. Pe de altă parte, încărcarea pe vîrf crește în mod continuu pînă ce are loc cedarea terenului.

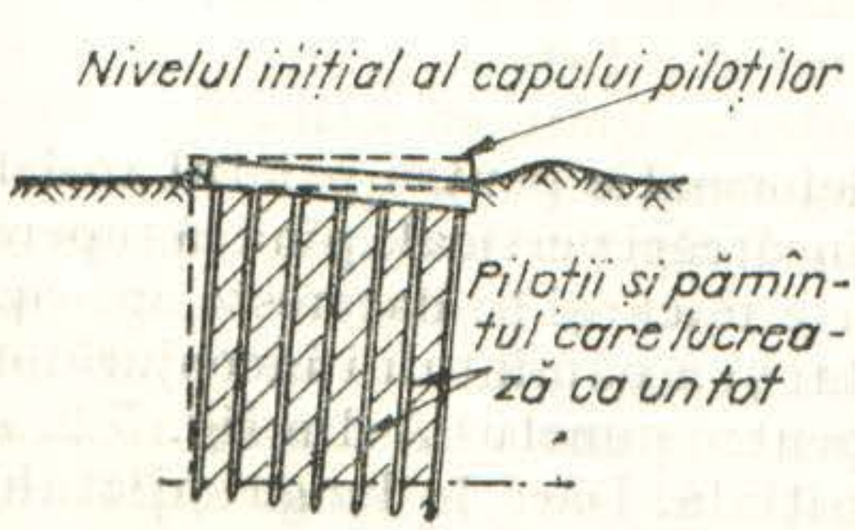


Fig. 7.3. Cedarea grupului de piloți.

Din cauza deformației elastice a pilotului partea sa superioară se deplasează în raport cu pămîntul. Astfel, în cazul unui pilot bătut pînă la o rocă dură aproape incompresibilă citirile dispozitivelor de măsurat deformațiile în lungul pilotului vor indica o oarecare transmitere a încărcării de la partea

superioară a pilotului la terenul din jur, ca urmare a mobilizării frecării laterale pe măsură ce pilotul se deformează elastic.

Atunci cînd piloții sînt aranjați în grupuri strînse (fig. 7.3), mecanismul de rupere diferă de cel din cazul pilotului izolat. Piloții și pămîntul dintre ei acționează în mod solidar. În lungul perimetrului grupului se dezvoltă un plan de forfecare și are loc o „cedare în bloc" atunci cînd piloții coboară și se rotesc împreună. Încărcarea de rupere pentru un grup nu mai este în mod necesar egală cu cea a pilotului izolat multiplicată cu numărul piloților din grup. În nisipuri ea poate fi mai mare decît această din urmă valoare, pe cînd în cazul argilelor, este probabil să fie mai mică. Se consideră drept „eficiență"* a unui grup de piloți raportul dintre încărcarea medie pe pilot, în momentul cînd are loc cedarea grupului, și încărcarea de rupere a unui pilot izolat de același tip.

Este evident că trebuie să existe o anumită distanță între piloți de la care modul de rupere trece de la cel al unui pilot izolat la cel al unui grup de piloți. Această schimbare nu depinde numai de distanță ci și de dimensiunea și forma grupului ca și de lungimea piloților (v. pag. 367.).

De asemenea, efectul de grup este important din punct de vedere al tasării de consolidare, din cauză că în toate felurile de pămînt tasarea unui grup de piloți este mai mare ca cea a unui pilot izolat, care ar fi încărcat la fel ca pilotul din grup. Raportul dintre tasarea grupului și cea a unui pilot izolat este proporțional cu numărul piloților din grup, respectiv cu lățimea totală a grupului. Mai departe, în acest capitol, se va analiza în detaliu efectul de grup din punct de vedere al capacității portante și al tasării.

Definiții ale încărcării de rupere a piloților

În cele arătate mai înainte s-a considerat drept încărcare de rupere încărcarea care provoacă cedarea completă a pilotului. Din punct de vedere ingineresc, cedarea poate avea însă loc cu mult înainte de a se atinge încărcarea limită, și anume atunci cînd tasările construcției depășesc limite tolerabile.

În cercurile inginerești este acceptată în general sugestia lui Terzaghi de a considera că, pentru scopuri practice, încărcarea limită poate fi definită ca acea care provoacă tasări egale cu o zecime din diametrul sau lățimea piloților. Dacă însă acest criteriu se aplică la piloții de diametru mare și pentru stabilirea încărcării de serviciu se admite să se ia un coeficient de siguranță de 2, se pot obține tasări excesive.

În aproape toate cazurile în care piloții lucrează ca fundații de structuri, încărcarea admisibilă este determinată numai pe considerente de tasare admisibilă sub încărcarea de serviciu. O metodă ideală pentru calculul încărcărilor admisibile pe piloți ar fi aceea care ar da posibilitatea inginerilor să prevadă relația reală încărcare — tasare pînă la rupere, pentru orice tip și dimensiuni de pilot, în orice condiții de teren. Ca urmare a unor cercetări

---

* După STAS 2561-70 coeficient al condițiilor de lucru (coeficient de utilizare) al pilotului în grup — *N. T.*

foarte extinse, o astfel de metodă s-a stabilit doar pentru argila de Londra. În cele mai multe cazuri, metoda constă în a calcula capacitatea portantă limită a unui pilot izolat și a împărți această valoare cu un coeficient de siguranță pe care practica l-a arătat că limitează tasarea sub încărcările de serviciu la valori compatibile cu suprastructura.

În toate cazurile cînd piloții transmit încărcarea numai la pămînt și nu la stîncă și cînd fac parte din grup, pentru a calcula încărcările admisibile pe piloți se urmăresc următoarele etape:

1) Se determină cota la care trebuie să ajungă piloții pentru a fi evitate tasări excesive. Această cotă se determină folosind metodele descrise la pag. 365 și 367. Trebuie avută în vedere posibilitatea practică de a atinge acest nivel cu metodele ce stau la dispoziție pentru realizarea piloților.

2) Se calculează *diametrul* necesar al piloților astfel încît tasarea pilotului individual, sub încărcarea de serviciu determinată anterior, să nu conducă la tasarea excesivă a *grupului de piloți*.

3) Se examinează din punct de vedere economic mai multe variante, care diferă în ceea ce privește numărul și diametrele piloților din grup, și care ar putea prelua încărcarea grupului.

Scopul urmărit este ca numărul piloților din grup să fie cît mai mic cu putință, astfel încît să se transmită încărcări cît mai mari prin minimum de piloți. În acest fel se va micșora dimensiunea și costul radierelor de solidarizare a piloților iar tasarea grupului va fi minimă. Dacă însă coeficientul de siguranță al pilotului izolat este prea mic tasarea sa poate fi excesivă, ceea ce va conduce la tasări diferențiale intolerabile între piloții izolați sau între grupurile de piloți.

În cazul piloților izolați sau al piloților dintr-un grup foarte restrîns, diametrul și lungimea lor vor rezulta numai din luarea în considerare a tasării pilotului izolat.

CALCULUL ÎNCĂRCĂRILOR ADMISIBILE ALE PILOȚILOR PRIN METODELE MECANICII PĂMÎNTURILOR

Procedeele de execuție a piloților au o influență considerabilă asupra capacității lor portante. Faptul că pilotul este bătut sau turnat într-o gaură forată, că are secțiunea constantă sau este conic, că este alcătuit din oțel, beton sau lemn, toate acestea influențează interacțiunea dintre pilot și pămînt.

În prezent în lume există multe sisteme de piloți și în cea mai mare parte a acestor cazuri executantul lor este cel mai în măsură să evalueze diametrul și lungimea piloților executați prin procedeul său*. Ca urmare a acestui fapt se păstrează din păcate secret procedeul evaluării capacității portante a piloților realizați după sistemul propriu. Pînă la dezvoltarea metodelor destul de recente ale mecanicii pămînturilor pentru evaluarea capacității portante inginerii nu erau în măsură să verifice cît de cît propunerile antrepre-

* În țările dezvoltate există firme specializate în execuția lucrărilor de infrastructură, folosind de obicei sisteme și procedee proprii de realizare a acestor lucrări — *N. T.*

norului de piloţi. Pentru a verifica aceste propuneri era necesar să se aştepte pînă la realizarea încărcărilor de probă. Din păcate de multe ori de abia în această fază s-a putut constata că ipotezele avute în vedere la proiectare nu erau exacte. În această situaţie, piloţii trebuiau lungiţi, diametrul mărit sau uneori trebuia chiar schimbat complet tipul de pilot, cu toate consecinţele ce rezultă de aici în ceea ce priveşte amînarea termenului şi costul. Pentru echitate faţă de constructorii de piloţi trebuie arătat însă că aceste modificări au rezultat adesea ca urmare a unei prospectări necorespunzătoare a amplasamentului.

Avantajele metodelor mecanicii pămînturilor pentru calculul capacităţii portante constau în aceea că permit stabilirea încărcării admisibile pe baza caracteristicilor pămîntului şi a tipului de pilot. Aceste prevederi nu mai trebuie să aştepte pînă ce încep lucrările de pilotaj sau încărcare a piloţilor, cu toate că ipotezele de proiectare trebuie confirmate într-o anumită etapă prin încărcări de probă. Metodele mecanicii pămîntului sînt însă încă într-un stadiu incipient de dezvoltare şi mai necesită numeroase cercetări. Autorul are impresia că inginerii aşteaptă prea mult de la formulele pentru calculul capacităţii portante a piloţilor şi sînt dezamăgiţi atunci cînd din calcule rezultă valori care diferă cu plus sau minus 50% faţă de valoarea de rupere dată de încărcarea de probă. Ar trebui reamintit că atunci cînd pilotul este supus încărcării de probă are loc de fapt o încercare a unei fundaţii la scară naturală. Din cauza unor variaţii normale a condiţiilor de teren şi a influenţei mijloacelor tehnice asupra rezistenţei limită nu este surprinzător faptul că există, pe orice amplasament, variaţii mari ale încărcărilor de rupere. Inginerii nu ar fi miraţi dacă ar exista astfel de variaţii însemnate în cazul încercării la scară naturală a unei fundaţii izolate sau continue.

O alternativă ar fi aceea de a calcula încărcările admisibile cu formule dinamice. Acestea însă dau variaţii mai mari decît metodele mecanicii pămînturilor şi în orice caz formulele respective sînt privite cu rezervă de inginerii cu experienţă în domeniul fundaţiilor. Părerea autorului asupra formulelor dinamice va fi expusă spre sfîrşitul capitolului, într-un paragraf consacrat acestei probleme.

CALCULUL ÎNCĂRCĂRII LIMITĂ A PILOŢILOR IZOLAŢI ÎNFIPŢI ÎN PĂMÎNTURI NECOEZIVE

Atunci cînd pilotul este introdus într-un pămînt necoeziv prin presare sau înşurubare, el dislocuieşte pămîntul. În acest fel un pămînt afînat este compactat de pilot, iar la suprafaţa terenului se observă o umflare foarte mică sau chiar nu apare nici o umflare. Datorită compactării prin batere, în pămînturile foarte afînate se va forma în jurul pilotului o depresiune la suprafaţa terenului. În schimb, în pămînturile necoezive îndesate compactarea este posibilă doar într-o măsură foarte mică, astfel că pilotul va refula pămîntul şi va avea loc o ridicare a suprafeţei terenului. O astfel de deplasare implică forfecarea unei mase de pămînt în jurul suprafeţei laterale a pilotului. Într-un pămînt necoeziv îndesat rezistenţa la această tendinţă este foarte mare, fiind astfel necesară o batere foarte puternică pentru a face pilotul să pătrundă în nisipuri

și pietrișuri compacte. Baterea puternică poate micșora rezistența la tăiere a pămînturilor ca urmare a degradării particulelor de pămînt cu muchii vii. În felul acesta nu se obține nici un avantaj printr-o batere excesivă a piloților în astfel de pămînturi. În orice caz, această acțiune este nedorită, deoarece poate degrada pilotul însuși.

Compactarea pămînturilor necoezive afînate sau cu îndesare medie dă piloților bătuți un avantaj în raport cu cei turnați în loc. Operația de forare a acestora din urmă poate uneori să afîneze pămînturile necoezive și deci să micșoreze rezistența pe vîrf.

La piloții introduși în pămînturi necoezive rezistența prin frecare laterală este mică în comparație cu cea pe vîrf. Se presupune că acest fapt se datorește formării unui inel sau „cămașă" de pămînt compactat în vecinătatea pilotului mărginit în partea dinspre pilot de un alt inel de particule într-o stare relativ afînată. Ori tocmai acest inel interior este cel care determină frecarea laterală. În cazul piloților cu secțiune constantă, la oprirea baterii, particulele de pămînt pot rămîne într-o stare afînată. În cazul piloților cu secțiune variabilă inelul este recompactat la fiecare lovitură a berbecului.

Din cauza dificultăților legate de obținerea din foraje a unor probe netulburate de pămînt necoeziv, capacitatea portantă a piloților în astfel de pămînturi se obține în practică prin încărcări pe teren. Vor fi descrise patru metode; două dintre ele se bazează pe încercarea de penetrare standard iar celelalte două pe încercarea de penetrare statică cu conul. În toate cele patru metode încărcarea admisibilă se obține prin împărțirea încărcării de rupere cu un coeficient de siguranță care nu este constant. El depinde de tasarea admisibilă sub încărcarea de serviciu, care la rîndul său depinde de diametrul pilotului și de compresibilitatea pămîntului. Experiența arată că un coeficient de siguranță de 2,5 este suficient pentru ca un pilot izolat, avînd diametrul pînă la 60 cm, bătut într-un pămînt necoeziv, să nu aibă o tasare mai mare decît 12 mm.

Pînă în prezent nu există publicate date concludente privitoare la coeficienții de siguranță corelați cu tasările admisibile ale piloților de mare capacitate portantă în pămînturile necoezive.

Exceptînd cazurile cînd experiența anterioară oferă informații certe, încărcările admisibile calculate prin cele patru metode descrise în continuare trebuie verificate prin încărcări de probă pe piloți. Aceste metode nu iau în considerare modul de realizare a pilotului. Ele sînt aplicabile piloților introduși prin batere cu sonete cu acțiune simplă sau dublă, cu sonete diesel sau prin vibrare. Deși metoda de înfigere poate avea un efect însemnat asupra încărcărilor de rupere, metodele de calcul nu sînt suficient de rafinate pentru a ține seamă de astfel de efecte.

Metode bazate pe încercarea de penetrare standard*

Metode „statice" sau geotehnice pentru evaluarea capacității portante limite a pilotului se bazează pe considerarea valorii respective drept egală cu

---

* În țara noastră modul de efectuare a încercării de penetrare standard este reglementat de STAS 3198-71 — *N. T.*

suma rezistenței limită pe vîrful sau baza pilotului și a frecării limită pe suprafața laterală a pilotului, adică:

$$Q_u = Q_b + Q_s \tag{7.1}$$

unde: Q_b este rezistența pe vîrf sau bază;

Q_s — rezistența pe suprafața laterală.

Cunoscînd unghiul rezistenței la tăiere a pămîntului la nivelul vîrfului, valoarea Q_b poate fi calculată cu ajutorul ecuației generale a lui Terzaghi (2.10).

Din cauză că diametrul pilotului este mic în raport cu adîncimea, termenul $0{,}4_\gamma\ BN_\gamma$ poate fi neglijat.

Ținînd seamă că presiunea netă pe vîrf va fi:

$$q_{nf} = q_f - p = p_d\,(N_q - 1)$$

rezistența totală pe vîrf va fi:

$$Q_b = A_b \cdot p_d(N_q - 1) \tag{7.2}$$

unde p_d este presiunea dată la nivelul vîrfului de greutatea proprie a pămîntului.

Frecarea laterală limită pe suprafața laterală a pilotului se deduce plecînd de la frecarea pe suprafața unitară:

$$f = \overline{K}_s p_d \operatorname{tg} \delta \tag{7.3}$$

unde: $\overline{K}_s$ este un coeficient care depinde de îndesarea pămîntului. Meyerhof [7.1] indică valoarea 0,5 pentru pămîntul afînat și 1 pentru cel îndesat. Aceste valori dau rezultate foarte acoperitoare în raport cu cele obținute prin metoda Nordlund (v. pag. 339);

δ — unghiul de frecare pe perete.

În tabelul 7.1 se dau, după Potyondy [7.2], valorile rapoartelor dintre δ și unghiul de frecare internă Φ al nisipului pe diferite materiale din care sînt

Tabelul 7.1

Valori $\frac{\delta}{\Phi}$ pentru diferite materiale de fundație în contact cu nisipul îndesat

Materialul de fundație	Finisarea suprafeței	Valorile lui $\frac{\delta}{\Phi}$ pentru:	
		Nisip uscat	Nisip saturat
Oțel	Netedă (polisată)	0,54	0,64
	Rugoasă (ruginită)	0,76	0,80
Lemn	Paralel cu fibrele	0,76	0,85
	Perpendicular pe fibre	0,88	0,89
Beton	Netedă (turnat în cofraje metalice)	0,76	0,80
	Grunjoasă (turnat în cofraje de lemn)	0,88	0,88
	Rugoasă (turnat în pămînt)	0,98	0,90

confecționați piloții, așa cum rezultă din încercări de tăiere directă. Valorile corespunzătoare pentru Φ , K_s și p_d se determină pe baza îndesării relative a pământului.

Aceasta din urmă poate fi obținută din încercarea de penetrare standard sau din rezultatele încercărilor de penetrare cu con (v. pag. 38 și 42). Pentru calculul lui p_d, în anexa A, se dau valori caracteristice corespunzătoare la diferite densități ale pământurilor necoezive.

Încărcarea de rupere pe pilot Q_u este egală cu încărcarea de rupere aplicată pilotului Q'_u plus greutatea pilotului W_p:

$$Q'_u = Q_u - W_p = Q_b + Q_s = A_b p_d (N_q - 1) + Q_s \text{ [din ecuația (7.2)]} =$$

$$= A_b p_d N_q - A_b p_d + Q_s.$$

Deoarece greutatea betonului din pilot nu este mult mai mare decît greutatea pământului dislocuit de pilot, pentru scopuri practice, se poate considera întotdeauna, în cazul piloților cu secțiune constantă sau conicitate redusă, că W_p este aproximativ egal cu $A_b\ p_d$, astfel încît

$$Q'_u = A_b p_d N_q + Q_s = A_b p_d N_q + \overline{K}_s \overline{p_d}\ \operatorname{tg} \delta A_s \qquad (7.4)$$

unde: $\underline{A_s}$ este suprafața îngropată a pilotului;

$\overline{p_d}$ — presiunea geologică medie corespunzătoare fișei pilotului.

Calculul rezistenței pe vîrf sau bază

Între valorile lui N_q și Φ, care intervin în relațiile (7.2) și (7.4), s-au stabilit pentru diferite pământuri numeroase relații teoretice și semiempirice. În fig. 2.11, *c* se dau astfel de valori stabilite de Meyerhof pentru piloți bătuți. Comparații făcute de Nordlund [7.2] și Vesic [7.4] au arătat însă că valorile stabilite de Berezanțev [7.5] pentru N_q, cu luarea în considerare a rapoartelor D/B, corespund mai bine cu valorile reale de rupere a piloților. În fig. 7.4 se dă un grafic cu valorile N_q după Berezanțev, rezultate din adaptările și extrapolările făcute de Nordlund și autorul lucrării de față. Valorile lui Φ se obțin din încercările de penetrare standard (fără a fi necesare corecțiile arătate în fig. 2.11), folosind fig. 1.14 sau din valorile simple arătate la pag. 94. S-ar putea susține că datorită compactării sub vîrf provocată de baterea pilotului, valoarea Φ va trebui luată în toate cazurile pentru condițiile de îndesare maximă, ceea ce însă nu corespunde întotdeauna realității. De exemplu, atunci cînd piloții sînt bătuți într-un nisip afînat, rezistența este mică, iar compactarea care se realizează este redusă. Atunci cînd baterea are loc într-un pământ îndesat, rezistența crește repede și pământul este adus la o stare mai îndesată; din cauza efectelor de slăbire datorite sfărîmării particulelor este recomandabilă însă considerarea pentru Φ a unor valori mai mari decît acelea corespunzătoare stării naturale din teren înainte de batere.

Din fig. 7.4 se vede că N_q crește repede pentru valori mari ale lui Φ, obținîndu-se astfel valori ridicate pentru rezistența pe vîrf. După cum arată experiența multor încărcări de probă, rezistența pe vîrf a piloților în pământuri

necoezive îndesate este foarte mare; ca o regulă simplă se poate considera că *încărcarea de lucru admisibilă pe un pilot izolat, bătut pînă la refuz (cu un utilaj normal) într-un nisip sau pietriș îndesat, este dată mai degrabă de încărcarea admisibilă corespunzătoare rezistenței proprii a pilotului ca element de structură decît de considerarea cedării pămîntului*; cu alte cuvinte, dacă eforturile în pilot nu vor depăși rezistențele admisibile ale materialului din care este confecționat pilotul, acesta nu va ceda.

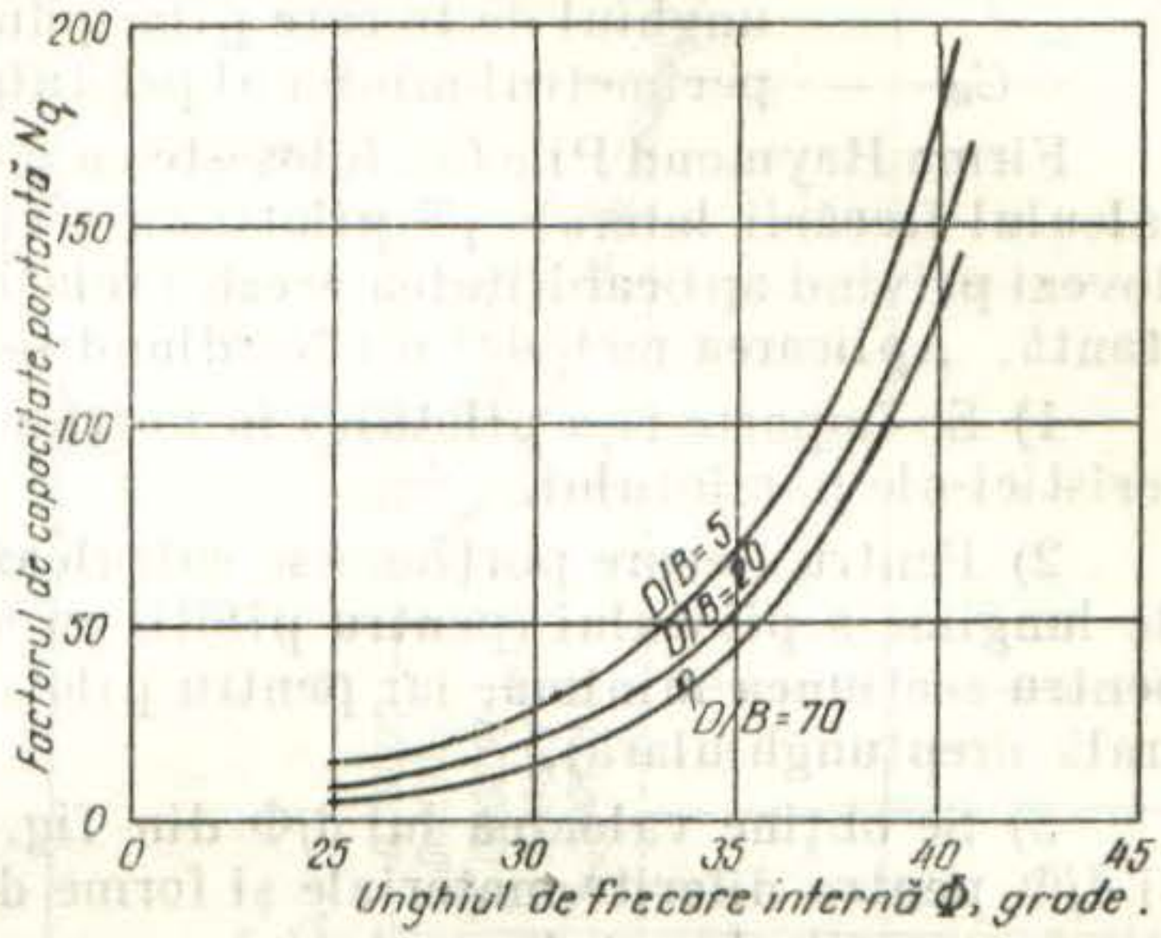


Fig. 7.4. Factorul de capacitate portantă N_q, după Berezanțev.

Rezistența pe vîrf a piloților cu secțiune variabilă se calculează considerînd aria transversală la bază. Rezistența pe vîrf a piloților din grinzi H se calculează luînd în considerare întreaga arie transversală dreptunghiulară, deoarece între tălpile și inima grinzii se formează un dop din pămînt extrem de compactat care este antrenat în jos de pilot. Rezistența pe vîrf poate fi mărită considerabil lărgind pilotul la bază. În cazul piloților prefabricați din beton se poate executa o supralărgire iar în cazul piloților metalici (v. tabelul 8.5) se pot adăuga aripi la partea inferioară. Nu trebuie însă depășite eforturile admisibile de lucru pe secțiunea reală a pilotului și trebuie luat în considerare faptul că baterea pilotului cu bază lărgită reduce frecarea laterală ca urmare a zonei de pămînt afînat care rămîne în urma pătrunderii vîrfului lărgit.

Pentru piloții înfipți prin presare sau înșurubare poate fi folosită relația (7.4).

În cazul cînd este posibil ca pilotul să fie bătut în stratul portant pe o adîncime mai mare decît de cinci ori diametrul său se pot folosi pentru N_q valorile date de Berezanțev. Pentru adîncimi mai mici se vor folosi valorile N_q date de Meyerhof, așa cum rezultă din fig. 2.11, *a*. Dacă deasupra stratului portant de nisip sau pietriș se găsește o argilă sau un praf moale, raportul D/B se va stabili luînd în considerare numai pătrunderea în stratul portant.

Calculul frecării laterale

În mod aproximativ frecarea laterală poate fi stabilită din ecuația (7.3) folosind valorile δ din tabelul 7.1. Nordlund [7.3] a elaborat o metodă empirică în care se consideră volumul de pămînt dislocuit, materialul și forma pilotului. Formula lui Nordlund pentru frecare laterală este:

$$Q_s = \sum_{d=0}^{d=D} K_\delta \cdot p_d \cdot \sin \delta \cdot C_d \cdot d \qquad (7.5)$$

unde: K_δ este un factor adimensional egal cu raportul dintre rezultanta efortului normal efectiv și a efortului de tăiere pe un plan incipient de rupere ce trece printr-un punct și presiunea geologică efectivă în acest punct;

d — adîncimea pilotului pe care se calculează frecarea laterală;

p_d — presiunea geologică efectivă medie pe adîncimea d;

δ — unghiul de frecare pilot/pămînt;

C_d — perimetrul minim al pilotului în cuprinsul adîncimii d.

Firma Raymond Pile Co. folosește cu încredere relația lui Nordlund pentru calculul frecării laterale pe piloții cu secțiune variabilă; există însă puține dovezi privind aplicabilitatea acestei relații în cazul piloților cu secțiune constantă. Aplicarea metodei lui Nordlund se face în următoarele etape:

1) Se împarte fișa pilotului în porțiuni corespunzătoare diferitelor caracteristici ale pămîntului.

2) Pentru fiecare porțiune se calculează volumul V dislocuit pe unitatea de lungime a pilotului (pentru piloții cu secțiune variabilă, V se calculează pentru secțiunea minimă, iar pentru piloții din grinzi H pentru aria perimetrală dreptunghiulară).

3) Se obține valoarea lui δ/Φ din fig. 7.5, *a*, care oferă relația dintre V și δ/Φ pentru diferite materiale și forme de piloți. Cunoscînd valoarea lui Φ din încercările de penetrare statică sau pe altă cale se stabilește valoarea lui δ.

4) Se obține K_δ din fig. 7.5, *b*—*e*, care dau relația dintre V și diferitele unghiuri de conicitate (ω) pentru diferite valori ale lui Φ.

5) Folosind fig. 7.5, *f* se corectează valoarea lui K_δ pentru δ/Φ obținut din fig. 7.5, *a* (În fig. 7.5, *b*—*e* se presupune că $\delta/\Phi=1$).

6) Valoarea corectată a lui K_δ se înmulțește cu sin δ, iar p_d și C_d cu lungimea d a porțiunii de pilot considerată, pentru a se obține frecarea laterală pe această porțiune.

7) Se repetă operațiile indicate la pct. (2)—(6) pentru restul porțiunilor.

8) Se adună componentele frecării laterale corespunzătoare diferitelor porțiuni pentru a se obține frecarea totală pe suprafața laterală a fișei pilotului.

Acest procedeu de calcul va fi ilustrat prin exemplele 7.1 și 7.2 de la sfîrșitul acestui capitol.

Ecuațiile (7.3) și (7.5) arată că, cu cît pilotul este bătut mai adînc, cu atît va crește mai mult frecarea laterală. Dar în practică nu se întîmplă așa: atunci cînd un pilot de secțiune constantă este bătut la o adîncime considerabilă într-un nisip afînat sau cu îndesare medie, după un anumit punct, rezistența la batere încetează să mai crească și rămîne aproape constantă. Aceasta arată că există o valoare limită a frecării laterale, care poate fi datorită fenomenului de apariție a unui inel interior din particule de nisip afînat, semnalat mai înainte la pag. 336. Pentru piloți cu secțiune transversală constantă nu au fost înregistrate frecări laterale mai mari decît 110 kN/m². Prin urmare nu trebuie utilizate valori limită mai mari fără ca mai întîi încărcările de probă să confirme că astfel de valori sînt posibile pentru condițiile amplasamentului, cu excepția cazurilor în care se folosesc piloți cu secțiune variabilă.

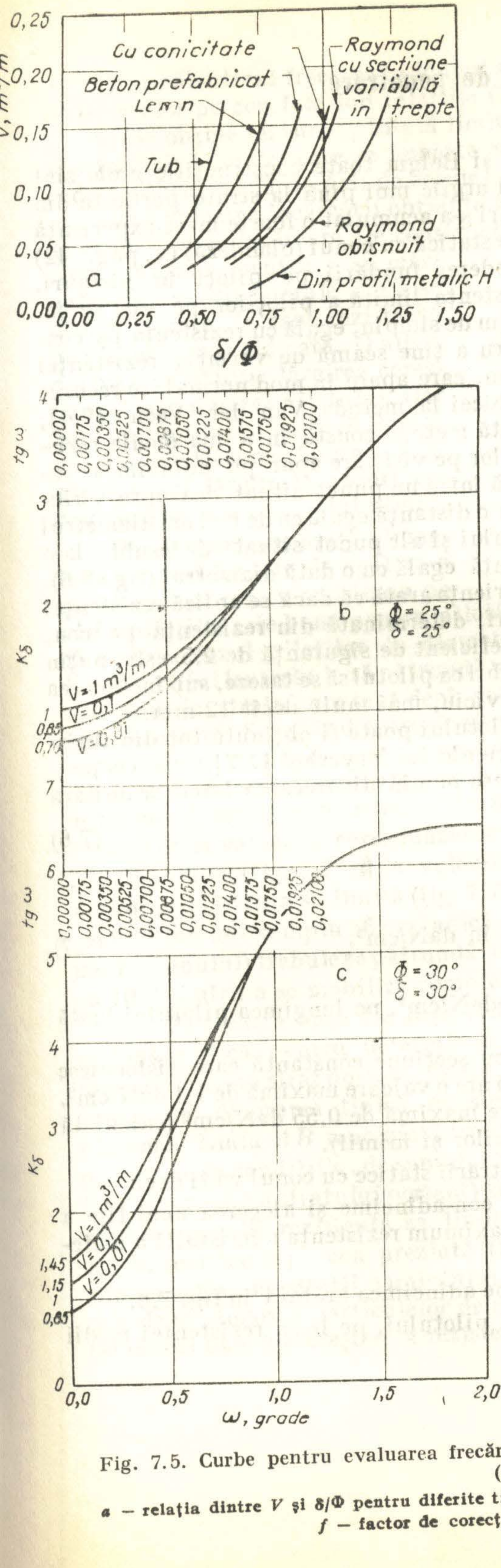


Fig. 7.5. Curbe pentru evaluarea frecării laterale a piloților în pământurile fără coeziune (Nordlung [7.3]):

a — relația dintre V și δ/Φ pentru diferite tipuri de piloți; *b—e* — curbe de corelație între K_δ și Φ; *f* — factor de corecție pentru K_δ cînd δ nu este egal cu Φ.

Metode bazate pe încercarea de penetrare statică cu conul

Pe suprafeţe întinse din Olanda şi Belgia toate construcţiile grele sînt fundate pe piloţi bătuţi prin turbe şi argile moi pînă la strate portante din nisip cu îndesare mijlocie. În aceste ţări s-a acumulat o foarte mare experienţă în interpretarea încercării de penetrare statică cu conul (olandeză) (v. pag. 42) în vederea fundării pe piloţi în nisipuri. Rezistenţa limită a piloţilor pe vîrf se ia, extrem de simplu, egală cu rezistenţa pe con. Pentru a ţine seamă de variaţia rezistenţei pe con, care apare în mod normal, se recurge de obicei la metoda Van der Veen [7.6]; această metodă constă în a lua media rezistenţelor pe vîrf care apar pe adîncimea cuprinsă între un punct situat deasupra vîrfului la o distanţă egală cu de trei ori diametrul pilotului şi alt punct situat dedesubt la o distanţă egală cu o dată diametrul (fig. 7.6). Experienţa arată că dacă se aplică rezistenţei pe vîrf, determinată din rezistenţa pe con, un coeficient de siguranţă de 2,5 este puţin probabil ca pilotul să se taseze, sub încărcarea de serviciu, mai mult decît 12 mm.

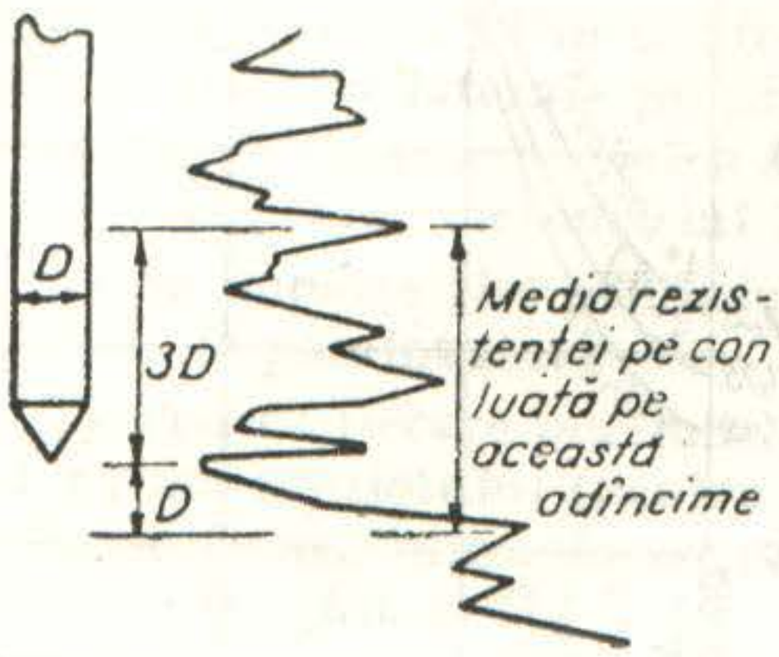


Fig. 7.6. Calculul rezistenţei pe vîrf a pilotului din încercarea de penetrare statică prin metoda Van der Veen.

Frecarea pe suprafaţa laterală a pilotului poate fi obţinută tot din rezistenţa pe con, utilizînd relaţiile empirice ale lui Meyerhof [7.7].

Astfel, pentru piloţii care dislocuiesc pămîntul: frecarea laterală unitară

$$\text{limită} = \frac{\overline{q_0}}{220}, \text{ în daN/cm}^2; \tag{7.6}$$

— pentru piloţii din grinzi H:

$$\text{frecarea laterală unitară limită} = \frac{\overline{q_0}}{440}, \text{ în daN/cm}^2, \tag{7.7}$$

unde $\overline{q_0}$ este rezistenţa medie pe con, în daN/cm², pe lungimea pilotului luată în considerare.

Meyerhof afirmă că pentru piloţii cu secţiune constantă care dislocuiesc pămîntul, frecarea laterală unitară limită are o valoare maximă de 1,1 daN/cm², iar pentru piloţii din profile H, o valoare maximă de 0,55 daN/cm² (calculată pe toate suprafeţele perimetrale ale tălpilor şi inimii).

Modul de folosire a rezultatelor penetrării statice cu conul va fi deci:

1) Analiza diagramei rezistenţă pe con-adîncime şi alegerea unei fişe a piilotului, astfel ca să fie mobilizată la maximum rezistenţa admisibilă a materialului ce alcătuieşte pilotul.

2) Se face media rezistenţei pe vîrf, pe adîncimea arătată în fig. 7.6.

3) Se calculează rezistenţa pe vîrf a pilotului, pe baza rezistenţei medii pe con de la pct. (2).

4) Se calculează frecarea în lungul suprafeţei laterale a pilotului din media rezistenţelor pe con folosind relaţiile (7.6) şi (7.7).

5) Se obţine rezistenţa totală limită pe pilot ca sumă a rezistenţei pe vîrf şi a frecării laterale, care se împarte cu un coeficient de siguranţă de 2,5, în vederea obţinerii încărcării de serviciu.

Dacă valoarea încărcării obţinute la pct. (5) este mai mică decît cea cerută de condiţiile de încărcare ale construcţiei, pilotul trebuie să fie dus la o adîncime mai mare pentru a se mări valoarea frecării laterale sau a se atinge o cotă la care rezistenţa pe vîrf este mai ridicată. O alternativă o constituie lărgirea corespunzătoare a bazei pilotului. Dar baterea unui pilot cu bază lărgită va micşora frecarea laterală deasupra zonei lărgite la valori corespunzătoare pămîntului afînat.

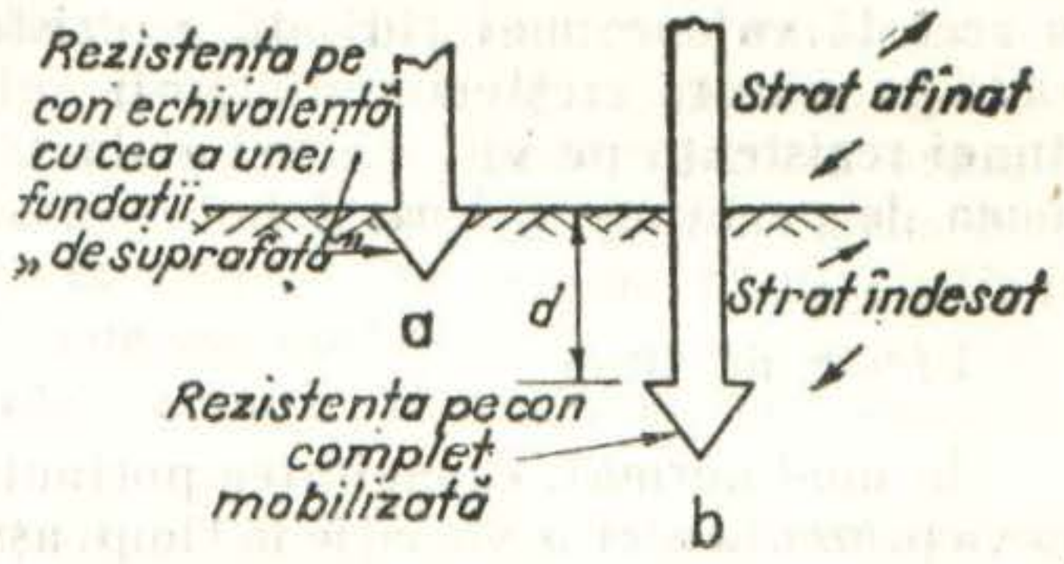


Fig. 7.7. Creşterea rezistenţei pe con cu penetrarea mai adîncă în stratul portant.

Deşi experienţa arată că metoda de mai înainte de egalare a rezistenţei pe con cu rezistenţa pe vîrf a piloţilor este bună pentru piloţii de diametre mici sau mijlocii (pînă la 45 cm), în cazul piloţilor de diametru mare, pentru a se atinge rezistenţa limită, vîrful lor trebuie să pătrundă pe o adîncime mai mare în stratul portant decît aceea pe care a pătruns conul. S-a arătat teoretic şi s-a confirmat experimental că, dacă un con cu diametrul standard de 3,56 cm pătrunde în stratul portant pe o adîncime d, astfel ca rezistenţa limită pe vîrf să crească de la valoarea corespunzătoare condiţiilor „de suprafaţă“ (fig. 7.7, *a*) la valoarea la care se dezvoltă rezistenţa sa limită (fig. 7.7, *b*), atunci un pilot avînd de exemplu 36 cm (adică de 10 ori diametrul conului) trebuie să pătrundă o distanţă egală cu 10 d pentru a se mobiliza complet rezistenţa sa limită. Pe această bază De Beer [7.8] a elaborat o metodă grafică pentru determinarea pătrunderii necesare într-un strat portant. În fig. 7.8 este reprezentată o diagramă tipică rezistenţă pe con-adîncime. Linia AB reprezintă trecerea rezistenţei pe con de la condiţiile „de suprafaţă“ (adică suprafaţa superioară a stratului portant) la 135 daN/cm², cînd se dezvoltă rezistenţa sa limită. Dedesubtul lui B, rezistenţa pe con prezintă fluctuaţii datorite variaţiei densităţii pămîntului şi efectelor locale de sfărîmare a particulelor de nisip sub acţiunea presiunilor mari pe con. De obicei există o creştere a rezistenţei medii pe con datorită creşterii presiu-

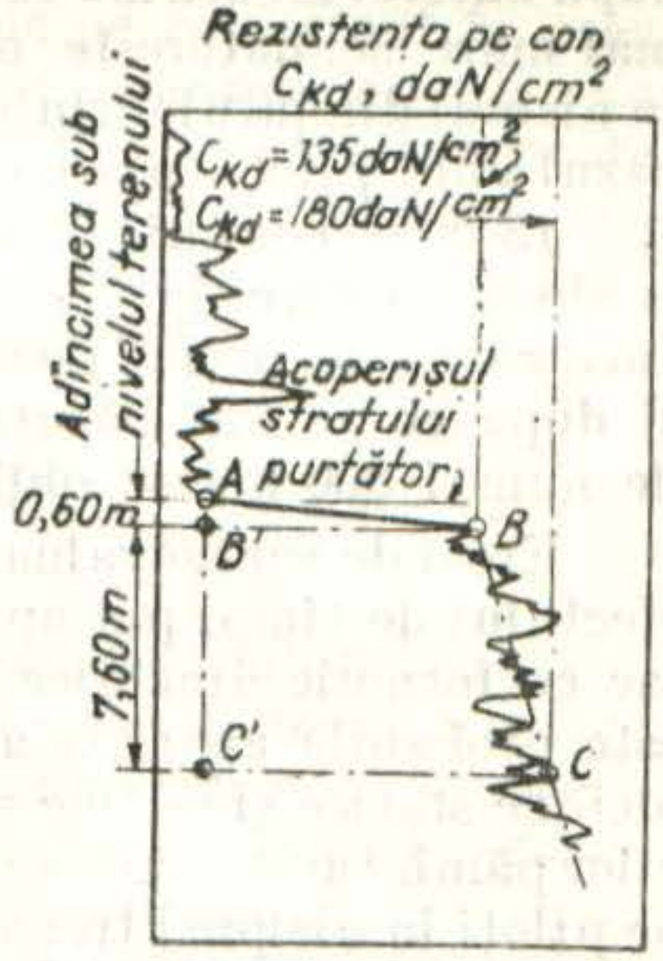


Fig. 7.8. Metodă de obţinere a adîncimii necesare de penetrare a unor piloţi de diametru mare într-un strat portant pentru a se dezvolta o rezistenţă pe vîrf egală cu rezistenţa la penetrare pe con.

nii geologice. Dacă distanţa pe verticală de la A la B' este de 0,60 m, atunci pentru un pilot de 45 cm vom avea:

$$\frac{AC'}{D} = \frac{AB'}{d} \text{ sau } AC' = \frac{45}{3{,}56} AB' = \frac{45}{3{,}56} 0{,}6 = 7{,}60 \text{ m.}$$

La o penetrare de 7,60 m în stratul portant, corespunzătoare punctului C, rezistenţa medie pe con va creşte la 180 daN/cm². Prin urmare rezistenţa pe vîrf a pilotului la această adîncime este egală cu suprafaţa bazei înmulţită cu această valoare mai ridicată a rezistenţei pe con. Dacă rezistenţa pe con scade pe măsura creşterii adîncimii sub faţa superioară a stratului dens, atunci rezistenţa pe vîrf va trebui luată egală cu valoarea medie la adîncimea de penetrare calculată.

Efecte de timp

În mod normal, capacitatea portantă a piloţilor în nisipuri şi pietrişuri nu va prezenta nici o variaţie în timp, aşa cum se întîmplă în argile. Totuşi, în anumite împrejurări, probabil atunci cînd piloţii sînt bătuţi în nisipuri fine şi prăfoase purtătoare de apă, se pare că efectul de timp prezintă oarecare importanţă.

Astfel, Terzaghi şi Peck [7.9] au remarcat că în anumite cazuri capacitatea portantă descreşte în mod evident în primele două sau trei zile după batere. Ei afirmă că este posibil, dar nu sigur, că forţa portantă iniţială mai mare se datoreşte unei stări de eforturi temporare, care se instalează în nisipul din jurul vîrfului pilotului în timpul baterii. Feld [7.10] a descris cazul unor piloţi tubulari metalici de 45 cm diametru, bătuţi la adîncimi de 15—18 m într-un nisip cu alternanţe prăfoase, acoperit cu circa 3 m de nisip mijlociu şi care la încărcările statice de probă au dat 1 200—1 600 kN. Încărcările de probă făcute pe aceeaşi piloţi, la circa o lună după batere şi după ce au fost bătuţi şi alţi piloţi alăturaţi, au arătat însă că la încărcări de numai 800 kN se obţin tasări excesive.

Erori de supraevaluare a capacităţii portante a piloţilor în nisip, datorite efectului de timp, pot apărea numai dacă calculele de capacitate portantă se fac cu formule dinamice bazate pe înregistrarea rezistenţelor la batere. Nu este probabilă apariţia acestor erori, atunci cînd proiectarea este bazată pe metode statice şi se ţine seamă de efectele baterii piloţilor asupra caracteristicilor pămînturilor. Din cauza unor posibile efecte de timp, încărcările de probă pe piloţi în nisipuri trebuie făcute însă numai după cel puţin patru zile de la batere.

Calculul încărcărilor limită pe piloţi bătuţi şi turnaţi în loc în pămînturi necoezive

Piloţii bătuţi şi turnaţi în loc (v. pag. 454) se realizează prin baterea în teren a unui tub, care odată ajuns la cota de fundare este umplut cu beton. La unele tipuri de piloţi tubul este extras odată cu betonarea găurii. Este de

asemenea posibilă realizarea unui bulb la baza pilotului. Pentru tipurile de piloți la care tubul metalic sau cilindrul de beton precomprimat rămîne pierdut, frecarea pe suprafața laterală poate fi calculată extrem de simplu prin metodele date în paragrafele precedente ale acestui capitol. Atunci cînd tubul bătut are un capăt închis, rezistența pe vîrf se calculează pe baza ariei transversale a vîrfului sau bazei.

Calculul rezistenței pe bază este mai dificil pentru tipurile de piloți la care se prevede un bulb, cu excepția cazului cînd constructorul cunoaște dimensiunea bulbului care poate fi realizat în condițiile de teren date. Astfel, constructorul este singurul în măsură să evalueze în mod realist capacitatea portantă. Tot ce poate face proiectantul este o evaluare preliminară a ordinului de mărime al acestei capacități, presupunînd că într-un pămînt dens bulbul, dacă va exista, va fi mic în raport cu pilotul iar într-un pămînt afînat va fi posibilă realizarea unui bulb egal cu de două ori diametrul pilotului. Trebuie avut în vedere că tasarea sub încărcare a unui pilot în condițiile unui teren afînat poate fi excesivă.

La calculul frecării laterale a unui tip de pilot la care tubul bătut se recuperează, este dificil să se spună dacă pămîntul în contact cu pilotul va fi în stare afînată sau îndesată. Aceasta depinde de gradul de compactare a betonului sau de eficacitatea celorlalte mijloace de compactare a pămîntului în timpul extragerii tubului. Este de asemenea posibil ca procesul de extragere a tubului și compactare a betonului să conducă la lărgirea găurii, mărind în în acest fel frecarea laterală. Deoarece aceste elemente depind în mod esențial de tehnica folosită, constructorul va trebui să îndrume pe proiectant în ceea ce privește proporția în care încărcarea va fi preluată de frecarea laterală. Ca o verificare aproximativă a evaluărilor constructorului, proiectantul poate presupune că, în cazul procedeelor unde nu are loc o compactare a betonului, pămîntul va fi afînat prin extragerea tubului. Acolo unde betonul este compactat, pămîntul poate fi presupus în stare de îndesare medie.

Calculul încărcărilor limită a piloților forați și turnați în loc în pămînturi necoezive

În pămînturile necoezive piloții forați se realizează cu ajutorul instalațiilor de foraj rotativ de tipul celor descrise la pag. 467—469. Betonul este turnat în golul forat și coloana este de obicei extrasă în timpul sau după punerea în operă a betonului. În anumite condiții de teren coloana nu se mai recuperează sau se introduc în golul forat tronsoane din beton prefabricat.

În toate cazurile în care piloții forați se realizează în pămînturi necoezive, trebuie presupus că prin operațiile de forare pămîntul va fi afînat, chiar dacă inițial a fost în stare de îndesare medie sau îndesat. Pentru calcularea frecării laterale pe baza presupunerii că valoarea lui Φ este reprezentativă pentru situația afînată poate fi folosită ecuația (7.5.) În mod similar valoarea lui Φ, folosită pentru a obține factorul de capacitate portantă N_q, necesar pentru calculul rezistenței pe vîrf din prima parte a ecuației (7.4), trebuie să corespundă condițiilor de stare afînată.

Luarea în considerare a situației afînate pentru calculul frecării laterale și a rezistenței pe vîrf conduce pentru piloții forați în pămînturi necoezive la ca-

pacităţi portante limită considerabil mai scăzute decît acelea ale piloţilor bătuţi în acelaşi tip de pămînt. Acest fapt este ilustrat de comparaţia făcută între piloţii foraţi şi cei bătuţi realizaţi pe amplasamentul unei fabrici în sudul Angliei. Pe acest amplasament, un strat de turbă şi nisip fin de circa 2,5 m grosime şi de capacitate portantă neglijabilă, era suprapus peste un strat de circa 3 m de nisip îndesat şi pietriş (valorile pentru penetrarea standard $N = 35...50$ lovituri/30 cm), urmat de un nisip fin prăfos îndesat ($N > 50$ lovituri/30 cm). Piloţii foraţi şi turnaţi în loc avînd 48 cm diametru, duşi pînă la 4,5 m şi 9 m adîncime, au cedat la încărcări de 220 kN, respectiv 350 kN. Un pilot de 50 cm diametru din elemente cilindrice prefabricate a fost bătut la 4 m sub nivelul apei subterane, unde rezistenţa la batere cu un berbec de 40 kN a fost de 4 lovituri pentru ultimii 16 mm. Tasarea totală sub o încărcare de 750 kN a fost de 7 mm, iar tasarea remanentă după descărcare a fost de 2 mm. La 750 kN, presiunea pe vîrf a fost estimată la 322 N/cm², pe cînd din ecuaţia (7.4), folosind pentru N valoarea de 40 lovituri/30 cm, a rezultat 482 N/cm². Frecarea laterală totală, atît pe pilotul forat de 4,5 m, cît şi pe cel bătut, nu este probabil să fi depăşit 50 kN. În felul acesta s-a demonstrat complet efectul de afînare a operaţiilor de forare asupra rezistenţei pe vîrf a piloţilor foraţi.

În timp ce piloţii bătuţi sau piloţii bătuţi şi apoi turnaţi în loc pot fi prevăzuţi cu o bază lărgită, este imposibil ca baza piloţilor foraţi în nisip să fie lărgită fără a folosi metode costisitoare de îmbunătăţire (îngheţare sau injectare de substanţe chimice).

Încărcările limită pe piloţii înfipţi în pămînturi coezive

Frecarea pe suprafaţa laterală

Capacitatea portantă a piloţilor înfipţi în materialele coezive de tipul prafurilor şi argilelor este dată de suma frecării laterale* dintre suprafaţa laterală a pilotului şi pămînt şi rezistenţa pe vîrf. Frecarea laterală nu este în mod necesar egală cu coeziunea pămîntului, deoarece baterea pilotului într-un pămînt coeziv poate altera în mare măsură caracteristicile fizice ale pămîntului. Frecarea laterală depinde de asemenea de materialul pilotului.

Piloţii bătuţi, presaţi sau înşurubaţi în teren dislocuiesc pămîntul; drept rezultat are loc o consolidare, apa din pori fiind evacuată sub acţiunea presiunii laterale apărute în timp ce pilotul este forţat în teren. Disiparea presiunii apei din pori necesită un oarecare timp. Consolidarea pămîntului este relativ lentă şi este inevitabilă o ridicare a suprafeţei în primele momente după batere. Pe măsură ce se desfăşoară fenomenul de consolidare, excesul de presiune a apei din pori este disipat în pămîntul din jur sau în materialul pilotului şi suprafaţa ridicată se tasează. Argilele moi şi prafurile moi sînt sensibile la efectele de tulburare prin batere (v. pag. 75); apare deci o micşorare rapidă şi însemnată

---

* Într-un pămînt pur coeziv ($\Phi = 0$) nu există de fapt frecare laterală. Acest termen este însă larg folosit pentru a indica adeziunea sau coeziunea pe suprafaţa laterală a unui pilot într-un pămînt pur coeziv.

a rezistenței la tăiere a pămîntului din jurul pilotului, efect care depinde de valoarea senzitivității. În general însă, cu trecerea timpului, rezistența la tăiere se reface și, prin urmare, încărcările de probă pe piloții bătuți în argile moi senzitive efectuate după intervale mari de timp arată că frecarea laterală limită este egală cu rezistența la tăiere în stare netulburată. În fig. 7.9 este arătată creșterea în timp a frecării laterale în argile moi senzitive pentru piloți meta-

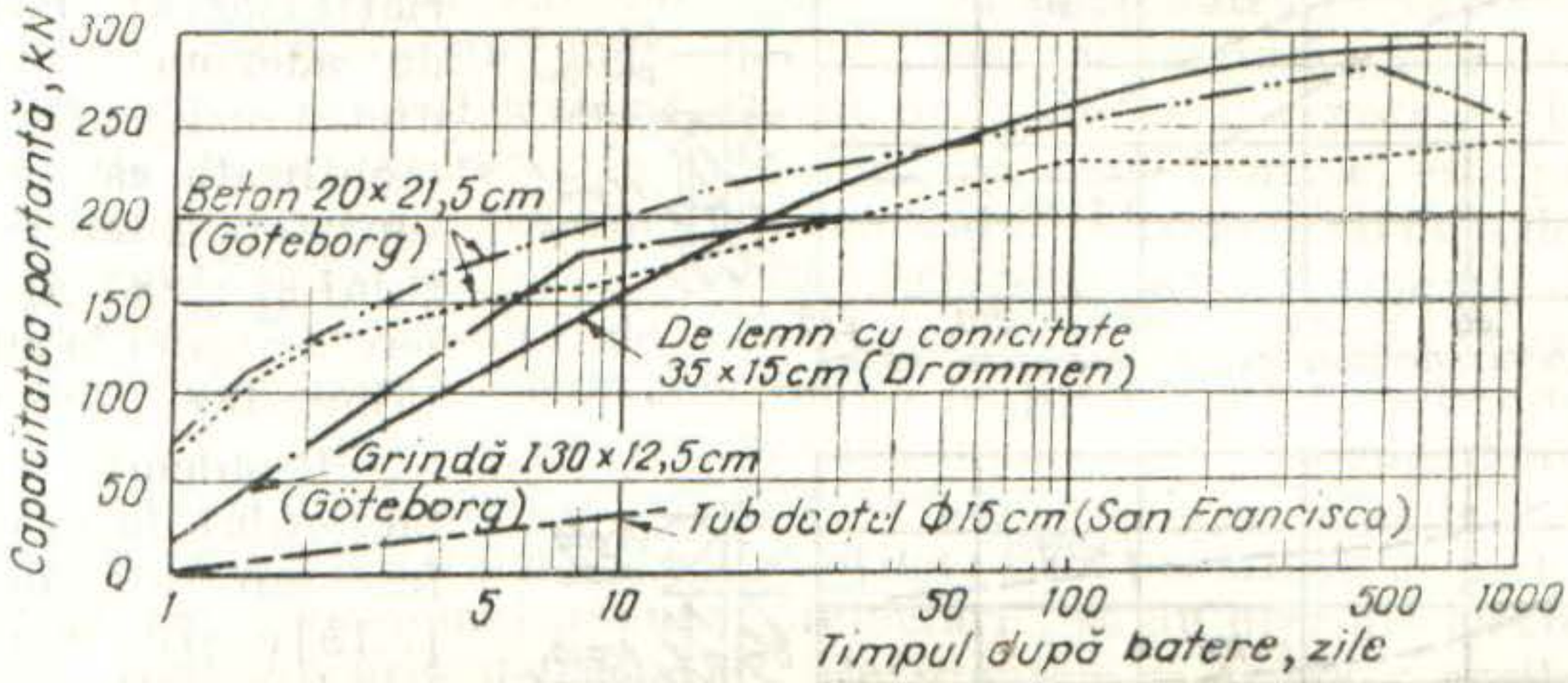


Fig. 7.9. Creșterea capacității portante în timp după baterea piloților într-un strat moale.

lici, de beton și de lemn, bătuți în astfel de pămînturi ca cele de la Göteborg (Suedia) [7.11], San Francisco [7.12] și Drammen (Norvegia) [7.13]. După cum se vede există o mică diferență, în ceea ce privește viteza de creștere a capacității portante, între cele trei materiale. Așa cum reiese din fig. 7.9, în decurs de 30 de zile de la batere se obține cel puțin 75 % din capacitatea portantă limită. Această constatare arată necesitatea de a amîna cu cel puțin 30 de zile după batere efectuarea încărcărilor de probă a piloților a căror capacitate portantă este determinată în mare măsură de frecarea laterală a argilelor și prafurilor senzitive.

Atunci cînd piloții sînt bătuți în argile tari supraconsolidate cum ar fi argilele morenice sau argila de Londra, are loc o consolidare redusă sau nu apare nici o consolidare iar pămîntul se fisurează și se ridică în jurul pilotului. Se știe că un strat subțire de argilă din zonele mai moi de lîngă suprafața terenului aderă pe suprafața pilotului și urmărește, la fiecare lovitură a berbecului, deplasarea în jos a pilotului ca și revenirea sa. Se știe de asemenea că, datorită vibrațiilor pilotului sub acțiunea loviturilor berbecului, la partea superioară a pilotului, se formează un gol de formă lărgită ca o pîlnie*. Într-un astfel de gol inelar se poate colecta apă subterană sau apă eliminată din pori, care unge pilotul. Trebuie luată de asemenea în considerare posibilitatea producerii unei înmuieri a argilei ca urmare a deformațiilor mari la care este supus pămîntul de la suprafața de contact în timpul coborîrii pilotului. Skempton [7.14] a arătat că rezistența reziduală a unei argile supraconsolidate, după o deformare puternică, poate să scadă pînă la jumătate din valoarea sa maximă

---

* Un gol de formă lărgită poate să se formeze de asemenea datorită abaterilor dimensiunilor secțiunii transversale a pilotului sau ale axei pilotului.

la deformaţii mici. Se crede că aceasta se datoreşte efectelor de reorientare a particulelor fine. Argilele normal consolidate prezintă de asemenea efecte de înmuiere prin deformare. Prin urmare, din cauza efectelor combinate de variaţie a gradului de umflare a terenului, formarea golului lărgit şi înmuierea prin deformare, nu este surprinzător că frecarea laterală reprezintă uneori doar o fracţiune din rezistenţa la tăiere a argilei în stare netulburată şi că pot apărea pe orice amplasament variaţii mari ale „factorului de adeziune" (raportul dintre rezistenţa la tăiere mobilizată ca frecare pe suprafaţa laterală a pilotului şi rezistenţa la tăiere a argilei în stare netulburată).

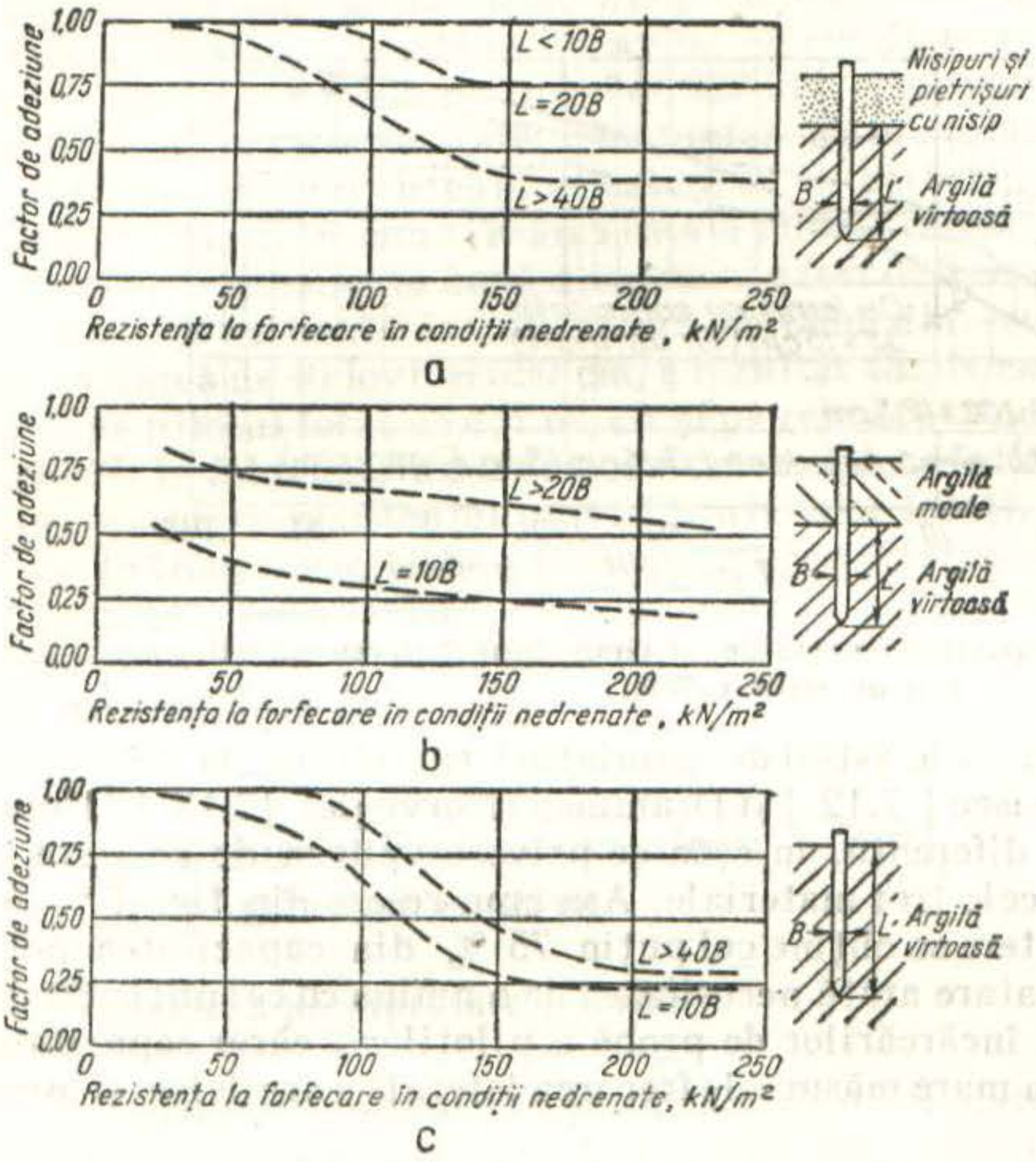


Fig. 7.10. Relaţia dintre factorul de adeziune şi rezistenţa la forfecare pentru diferite cazuri de pătrundere într-o argilă vîrtoasă:

a — piloţi bătuţi prin strate acoperitoare de nisipuri şi pietrişuri cu nisip; *b* — piloţi bătuţi printr-un strat acoperitor de argilă moale; *c* — piloţi fără strate acoperitoare.

Notă: 1) Curbele nu sînt aplicabile pentru piloţii din profile H sau în cruce, pentru piloţii turnaţi şi pentru cei bătuţi şi turnaţi în loc.
2) Coeficientul de siguranţă nu trebuie să fie mai mic decît 2,5 cu excepţia cazului cînd proiectarea s-a făcut pe baza unor încărcări de probă adecvate.

Problema variaţiei factorului de adeziune a fost cercetată de autor [7.15] ca şi de Woodward, Lundgren şi Boitano [7.16] şi Nordlund [7.17]. Din aceste studii, ca şi din alte comunicări publicate şi nepublicate, autorul a culeş date care stabilesc o relaţie între factorul de adeziune şi rezistenţa la tăiere a argilei pentru cele trei condiţii diferite de teren arătate în fig. 7.10. Factorii de adeziune cei mai mari se obţin în cazul *1*, cînd piloţii sînt bătuţi prin nisipuri sau pietrişuri şi ajung în argilă. Golul care tinde să se formeze între pilot şi argilă este umplut cu material granular antrenat în jos şi nu se pierde nimic din frecarea laterală. Cu cît este mai mare pătrunderea în argilă, cu atît este mai mic efectul materialului granular şi în consecinţă se micşorează factorul de adeziune. Cazul *2*, cînd deasupra unei argile vîrtoase se găseşte o argilă moale, este exact invers, deoarece stratul subţire de material moale antrenat în jos slăbeşte frecarea laterală. Cu cît este mai mică pătrunderea în argila vîrtoasă, cu atît este mai mare proporţia în care se reduce frecarea laterală. În cazul *3*, cînd piloţii sînt bătuţi într-o argilă consistentă sau vîrtoasă, fără a exista strate superioare diferite, în jurul părţii de sus a pilotului se formează

și se păstrează un spațiu liber, nemobilizîndu-se în consecință frecarea laterală. Cu cît fișa pilotului este mai mică și argila este mai vîrtoasă, cu atît este mai mare efectul acestui gol.

Se poate pune întrebarea de ce factorii de adeziune trebuie să fie bazați pe rezistența la tăiere în stare netulburată. Deși argila este mult tulburată în timpul baterii piloților, autorul crede că rezistența la tăiere în stare netulburată este criteriul adecvat, care are legătură cu capacitatea portantă în timp îndelungat. În cazul argilelor moi senzitive, frecarea laterală crește cu timpul (v. fig. 7.9) pînă ce în final devine egală sau mai mare decît rezistența la tăiere în starea inițială netulburată. În cazul argilelor tari, fisurate, este probabil să aibă loc o micșorare a rezistenței la tăiere datorită „înmuierii prin deformație" dar nu există o dovadă clară a redobîndirii rezistenței cu timpul. Încercările făcute în argila de Londra, de către Meyerhof și Murdock [7.18] arată că, la nouă luni după batere, încărcarea limită pe piloți prefabricați din beton armat era de numai 80—90% din încărcarea limită la o lună după batere. La argile fisurate tari din Danemarca [7.19] s-a observat după 103 zile o descreștere similară a capacității portante a piloților. Este posibil ca argilele morenice care au fost supuse unei intense „prelucrări", să nu prezinte efecte apreciabile de „înmuiere prin deformație". Rezistențele la tăiere a argilelor de acest tip în stare tulburată nu sînt mai mici decît în stare netulburată. Piloți bătuți în argile glaciare tari din Ontario au prezentat, la un an după batere, o creștere cu 50% a capacității portante.

Vibrarea laterală sau oscilația produsă în timpul baterii nu poate constitui o cauză a valorilor scăzute ale adeziunii. Nordlund [7.17] a găsit o mică diferență a factorilor de adeziune între piloții introduși prin batere și aceia înfipți în pămînt prin încărcare statică în argilele tari din lacul Maracaibo.

Autorul consideră că toți factorii menționați — presiunea din pori, ridicarea terenului (și reconsolidarea), vibrațiile laterale, formarea unui strat înnoroit pe suprafața pilotului și „înmuierea prin deformație" prezintă importanță, dar influența fiecăruia poate varia *chiar pe același amplasament*. Trebuie accentuat acest ultim fapt, deoarece autorul a găsit, pentru piloți de același tip pe același amplasament, variații ale factorului de adeziune cuprinse între 0,40 și 1,00 pentru argile cu rezistența la tăiere de 72 kN/m² și între 0,25 și 0,45 pentru argile cu rezistența la tăiere de 120—144 kN/m². Variații similare au fost remarcate de Woodward, Lundgren și Boitano [7.16] și Nordlund [7.17].

Calculul capacității portante limită

Capacitatea portantă a piloților bătuți în argile și prafuri argiloase este egală cu suma rezistenței pe vîrf și a frecării laterale pe suprafața pilotului aflată în contact cu pămîntul. Rezistența pe vîrf este dată de ecuația:

$$Q_b = N_c \times c_b \times A_b. \tag{7.8}$$

Factorul de capacitate portantă N_b poate fi luat egal cu 9 atunci cînd pilotul este bătut în stratul portant pe cel puțin cinci diametre. Rezistența la tăiere c_b la baza pilotului se consideră cea pentru starea *netulburată*, cu con-

diţia ca să se lase timpul necesar pentru creşterea rezistenţei la tăiere de la starea tulburată la cea netulburată. În cazul argilelor fisurate tari, c_b trebuie să fie valoarea reprezentativă pentru rezistenţa materialului *cu fisuri*, adică atunci cînd există o împrăştiere mare a valorilor rezistenţei la tăiere se vor lua în considerare valorile de la partea inferioară a domeniului de variaţie. Nu trebuie luată în calcul reducerea datorită „înmuierii prin deformaţie", deoarece acest efect este limitat la suprafaţa de contact dintre pilot şi pămînt.

Frecarea pe suprafaţa laterală a pilotului este dată de ecuaţia:

$$Q_s = \alpha \times \bar{c}_d \times A_s \tag{7.9}$$

unde α este factorul de adeziune (v. fig. 7.10);

$\bar{c}_d$ — media rezistenţei la tăiere în stare netulburată a argilei din jurul pilotului;

A_s — aria suprafeţei laterale a pilotului.

În cazul argilelor uniforme sau al celor la care rezistenţa la tăiere creşte progresiv cu adîncimea, se ia drept $\bar{c}_d$ valoarea medie a rezistenţei pe întreaga lungime a suprafeţei laterale. Acolo unde argila există sub formă de strate de consistenţă mult diferită, adică argilă moale peste argilă tare, frecarea laterală se calculează separat pentru fiecare strat, utilizînd factori de adeziune corespunzători rezistenţei la tăiere şi presiunii geologice. Pentru piloţi în argile contractile (v. cap. 3) trebuie admis că, în zona supusă umflărilor şi contracţiilor sezoniere, argila, contractîndu-se, se desprinde de pilot. În cazul piloţilor din profile H, efectele de frecare negativă provocate de un strat moale de argilă situat deasupra unei argile vîrtoase poate provoca o reducere mai mare a frecării laterale decît în cazul unui pilot cu secţiune plină sau cu gol interior. Prezenţa unui strat subţire slab între aripile profilului pilotului poate provoca cedarea dopului de pămînt de la bază, micşorînd în acest fel rezistenţa pe vîrf. Din cauza acestor efecte nesigure, este necesar ca pentru verificarea calculelor făcute la proiectarea piloţilor din profile H să se efectueze încărcări de probă corespunzătoare. Într-o primă aproximaţie, frecarea laterală se calculează pe un perimetru egal cu de două ori tălpile plus de două ori inima secţiunii. Rezistenţa portantă pe vîrf este calculată luînd în considerare aria secţiunii transversale de gabarit (adică lăţimea tălpii × înălţimea inimii).

Încărcarea de serviciu este egală cu suma rezistenţei pe vîrf şi a frecării laterale împărţită la un coeficient de siguranţă adecvat, ţinînd seamă de domeniul de variaţie a factorilor de adeziune (v. fig. 7.10). Este rezonabil ca acestei sume să i se aplice un coeficient de siguranţă de 2,5 adică

$$Q_a = \frac{Q_b + Q_s'}{2{,}5} \tag{7.10}$$

unde Q_s' este frecarea laterală, calculată pe baza factorului de adeziune din fig. 7.10, utilizînd rezistenţa la tăiere *medie*. De asemenea, Q_a nu trebuie să fie mai mare decît

$$\frac{Q_b}{3} + \frac{Q_s''}{1{,}5} \tag{7.11}$$

unde Q_s'' este frecarea laterală calculată cu ajutorul factorului de adeziune din fig. 7.10, folosindu-se valorile minime ale rezistenţei la tăiere.

Pentru frecarea laterală se acceptă să se considere un coeficient de siguranţă egal cu 1,5, deoarece în argile valoarea de vîrf a frecării laterale pe pilot se obţine pentru o tasare de numai 0,25 la 0,75 cm, în timp ce pentru mobilizarea întregii rezistenţe pe vîrf este necesară o tasare mai mare. În acest fel putem fi siguri că s-a mobilizat valoarea de vîrf pentru frecarea laterală mult înainte ca tasarea pilotului să fie periculoasă pentru structură. Exemplele 7.5 şi 7.6 de la sfîrşitul acestui capitol vor lămuri şi mai bine metoda expusă.

PILOŢI BĂTUŢI ŞI TURNAŢI ÎN LOC ÎN PĂMÎNTURI COEZIVE

Pentru piloţii la care tubul metalic sau elementul de beton prefabricat rămîne în teren, frecarea laterală pe manta este calculată din ecuaţia (7.9), folosind un factor de adeziune potrivit cu rezistenţa la tăiere în stare netulburată. Pentru piloţii la care tubul bătut este extras, permiţînd betonului să se lipească de peretele găurii, condiţiile de frecare laterală sînt intermediare între acelea ale piloţilor bătuţi şi acelea ale celor foraţi şi turnaţi în loc. Deoarece baterea tubului compactează pămîntul, iar îndesarea betonului accentuează acest efect, nu există nici un motiv pentru a presupune că valorile frecării laterale vor fi mai scăzute decît în cazul piloţilor de beton prefabricaţi.

Prin urmare, pentru a face o verificare aproximativă a calculelor prezentate de constructor pentru tipul propriu de piloţi se poate folosi ecuaţia (7.9).

Atunci cînd se ştie cu siguranţă că îndesarea betonului în timpul extragerii tubului de batere poate conduce în argilele moi sau consistente la o lărgire apreciabilă a găurii pilotului, frecarea laterală poate fi calculată ţinînd seama de diametrul găurii lărgite.

Din cauza valorilor scăzute ale frecării laterale, care apar frecvent în cazul piloţilor bătuţi în argile tari, sistemele de piloţi care au o bază lărgită formată prin expulzarea betonului prin batere (v. pag. 454-461) prezintă un avantaj remarcabil faţă de piloţii cu secţiune constantă. În toate cazurile, rezistenţa pe vîrf se calculează cu ecuaţia (7.8), iar factorul de capacitate portantă N_c poate fi luat egal cu 9, cu condiţia ca baza pilotului să pătrundă cu cel puţin cinci diametre în stratul portant.

PILOŢI FORAŢI ŞI TURNAŢI ÎN LOC ÎN PĂMÎNTURI COEZIVE

În cazul argilei de Londra, rezistenţa pe vîrf şi frecarea laterală a piloţilor foraţi a fost studiată în mod amănunţit, stabilindu-se în mod cert factorii de adeziune şi capacitate portantă pe vîrf pentru aceste formaţii. Cercetările au arătat că în ecuaţia (7.8) poate fi considerat un factor de capacitate portantă $N_c=9$, cu condiţia ca c_b să fie reprezentativ pentru rezistenţa la tăiere în stare fisurată (adică domeniul inferior al gamei valorilor). Aceeaşi valoare a lui N_c poate fi luată pentru toate tipurile de argile, cu condiţia ca pilotul să pătrundă cel puţin cinci diametre în stratul portant.

Cercetări făcute de Skempton [7.20] pe piloţi foraţi în argila de Londra au arătat că în ecuaţia (7.9) se poate folosi un factor de adeziune de 0,45 aplicat rezistenţei la tăiere *medii*. Se presupune că mobilizarea prin frecarea in-

ternă doar a unei jumătăți din rezistența la tăiere se datorește efectelor combinate ale umflării (și deci înmuierii) argilei în pereții găurii de foraj, exfiltrației apei din fisurile argilei și din betonul care nu a făcut încă priză, și a „înmuierii prin lucru" în timpul operațiilor de forare. Skempton [7.20] recomandă ca valoarea maximă a adeziunii să nu fie mai mare decît 100 kN/m², iar în cazul piloților scurți forați în argila de Londra, unde aceasta poate fi puternic fisurată la mică adîncime, factorul de adeziune să fie de 0,3.

Există puține lucrări publicate privind factorii de adeziune corespunzători altor tipuri de argile. Autorul a întîlnit factori de adeziune de numai 0,1 pentru piloții forați în argile liasice foarte vîrtoase. Woodward, Lundgren și Boitano [7.16] citează valori de la 0,49 la 0,52 pentru argile din California avînd rezistențe la tăiere de 100 kN/m².

Atunci cînd nu există o experiență prealabilă privind factorii de adeziune pentru tipul de argilă considerat, autorul recomandă adoptarea valorii date de Skempton, egală cu 0,45 (dar nu mai mare decît 100 kN/m²) pentru frecarea laterală în argile vîrtoase și tari, cu condiția ca încărcările de probă să confirme valoarea de proiectare. Nu există însă nici un motiv ca să se presupună că în argilele foarte moi și în cele moi nu se va mobiliza întreaga rezistență la tăiere, cu condiția de a se acorda timpul necesar de refacere a rezistenței la tăiere pierdută prin tulburare în timpul operațiilor de forare.

Un coeficient de siguranță de 2,5 aplicat încărcării limită rezultată din sumarea rezistenței pe vîrf și frecării laterale va asigura că tasarea sub încărcările de serviciu nu va depăși o valoare tolerabilă.

Piloți de diametru mare în argila de Londra

Sub talpa unui pilot de diametru mare se pune sub efort un volum considerabil de pămînt, astfel încît pentru stabilirea încărcării admisibile prezintă o mare importanță tasările elastice și de consolidare. Metodele de proiectare trebuie să ia în considerare aceste tasări; de aceea nu este suficient ca încărcarea limită să se împartă pur și simplu la un coeficient de siguranță.

Cercetări amănunțite, efectuate pe piloții de diametru mare cu sau fără bază lărgită și descrise la Simpozionul privind piloții forați de mare diametru din anul 1966 [7.21], furnizează o bază solidă pentru proiectarea practică a acestor piloți în argila de Londra.

Prima operație constă în stabilirea cotei bazei piloților ținînd seamă de tasarea generală a grupului de piloți (v. pag. 368). O dată stabilită lungimea necesară, transmiterea încărcării de la suprastructură la piloți se poate considera că se face în diferite moduri. Astfel se poate ca stîlpul să transmită încărcarea la un singur pilot cu secțiune constantă de diametru mare, la un pilot de diametru mai mic, dar cu baza lărgită, sau la un grup de piloți de diametre mici, cu sau fără baze lărgite.

În alegerea diametrului secțiunii curente și a bazei, considerentul principal este desigur acela al tasării sub încărcările de serviciu, valoare care este determinată de interacțiunea foarte complexă între suprafața laterală a pilotului și baza sa. În fig. 7.11 sînt reprezentate relațiile încărcare—tasare pentru aceste

două componente, în cazul unui pilot obişnuit. Din această figură se poate vedea că pentru o tasare de numai 1,3 cm rezistenţa laterală este complet mobilizată, în timp ce pentru mobilizarea completă a rezistenţei pe vîrf şi atingerea rezistenţei limită a întregului pilot este necesară o tasare de 12,5 cm. Prin urmare, dacă structura poate admite o tasare de 1,3 cm, la o încărcare efectivă de 2000 kN, la această încărcare va fi mobilizată întreaga rezistenţă pe suprafaţa laterală, dar numai 57% din rezistenţa pe vîrf. În cele mai multe din cazuri rezistenţa pe suprafaţa laterală este mobilizată în întregime la tasări mai mici decît cele acceptate ca admisibile de către proiectantul de rezistenţă pentru sarcina de serviciu.

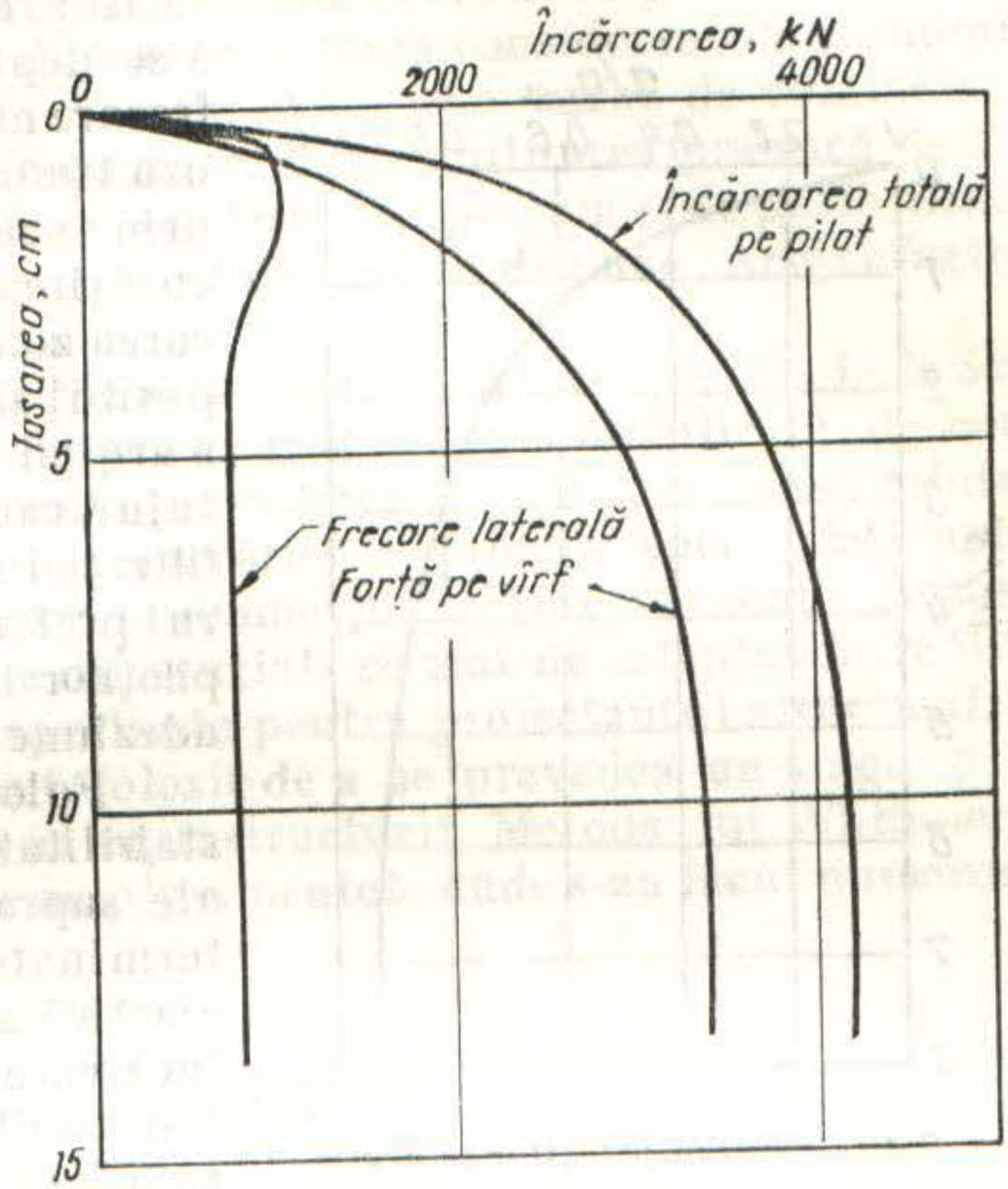


Fig. 7.11. Relaţii încărcare/tasare pentru piloţi de diametru mare, foraţi şi turnaţi în loc.

În comunicarea pentru Simpozionul din anul 1966, Burland, Butler şi Duncan analizează efectele separate ale rezistenţei pe suprafaţa laterală şi pe vîrf. Ei prezintă un criteriu simplu de stabilitate despre care afirmă că poate fi folosit pentru a obţine încărcarea maximă de siguranţă pe orice pilot forat.

În termeni generali, ei susţin că „în afară de un coeficient pentru încărcarea generală trebuie să fie satisfăcut şi un coeficient de siguranţă pentru capacitatea pe vîrf." Dacă se prescrie coeficientul 2 pentru întreaga încărcare, împreună cu un coeficient minim de siguranţă pentru vîrf egal cu 3, atunci încărcarea maximă de siguranţă va fi cea mai mică dintre cele date de expresiile:

$\frac{Q_{lim}}{2}$ pentru pilot;

Q_{lim} pentru suprafaţa laterală $+ \frac{Q_{lim}}{3}$ pentru bază.

Ei afirmă că pentru piloţii cu secţiune constantă şi piloţii lungi cu lărgiri relativ reduse este aproape întotdeauna hotărîtoare, prima expresie, în timp ce cea de-a doua este adeseori limitativă pentru piloţii cu lărgiri importante. În cazul cînd datele privitoare la teren sînt sărace sau variabile, sau atunci cînd încărcările sînt nedeterminate, se consideră mai potrivit un coeficient de 2,5 pentru încărcarea generală şi un coeficient minim de siguranţă de 3,5 pentru bază. Încărcările pe suprafaţa laterală şi pe bază sînt calculate folosind factorii de adeziune şi capacitate portantă daţi mai înainte.

În cazul piloţilor cu baza lărgită, trebuie neglijată frecarea pe suprafaţa laterală pe o distanţă, deasupra părţii superioare a lărgirii, egală cu două dia-

metre ale bazei. Aceasta ca urmare a posibilităţii apariţiei unei frecări negative, exercitată pe suprafaţa laterală a pilotului de pămîntul situat imediat deasupra lărgirii. Această frecare negativă poate apărea ca rezultat al tasărilor normale elastice şi de consolidare ale pilotului, care conduc la apariţia unui mic spaţiu liber între suprafaţa superioară a porţiunii lărgite a pilotului şi pămîntul de deasupra. Aceasta din urmă, în tendinţa sa de a se deplasa în jos, va dezvolta cu timpul o frecare negativă pe suprafaţa laterală. Din cauza timpului cerut pentru a realiza lărgirea prin excavaţie mecanică sau manuală, pentru curăţirea resturilor de pămînt săpat, verificarea zonei lărgirii şi trecerea la betonare este posibil să se producă o înmuiere apreciabilă a argilei ce vine în contact cu peretele pilotului, ca urmare a umflării pămîntului şi exfiltraţiei apei din fisuri. Din acest motiv autorul preferă ca pentru suprafeţele laterale ale piloţilor lărgiţi să folosească un coeficient de adeziune de 0,3.

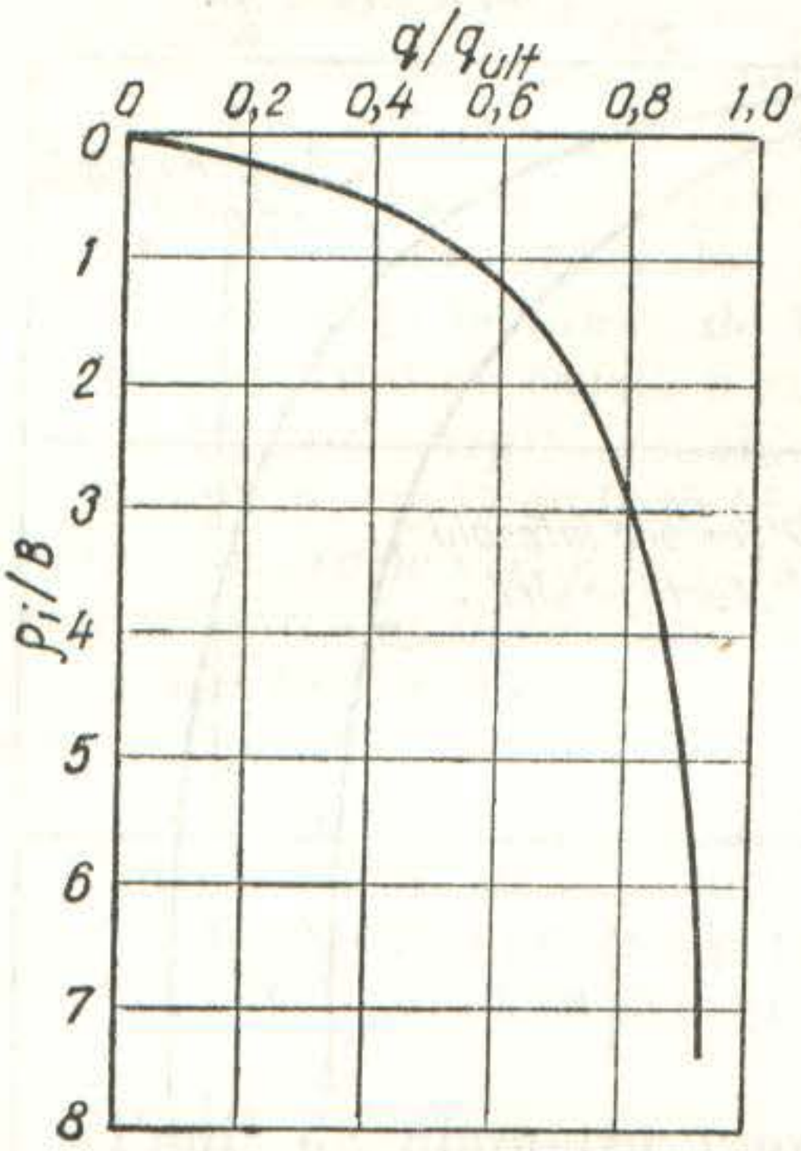


Fig. 7.12. Tasarea piloţilor în argilă.

Folosind criteriul de mai înainte pentru stabilitatea generală, dimensiunile relative ale suprafeţei laterale şi ale bazei sînt determinate de consideraţii privind tasarea elastică sub încărcarea de serviciu. Relaţia încărcare—tasare pentru baza pilotului poate fi obţinută direct făcînd încărcări de probă pe placă la baza găurilor de foraj sau a puţurilor. Reprezentînd tasarea plăcii împărţită cu diametrul plăcii (ρ_i/B) în raport cu presiunea pe placă împărţită la capacitatea portantă limită a pămîntului de sub placă (q/q_f) se obţine o curbă de felul celei din fig. 7.12. Pentru un coeficient de siguranţă iniţial mai mare decît 3, Burland, Butler şi Duncan au arătat că o curbă de acest fel poate fi exprimată ca:

$$\frac{\rho_i}{B} = K(q/q_f). \tag{7.12}$$

Astfel dintr-o încercare pe placă de orice diametru adecvat se obţine valoarea K pentru $q/q_f > 1/3$, care dă posibilitatea proiectantului să calculeze q_i pentru orice diametru al bazei pilotului. Pentru argilele de Londra au fost stabilite valori ale lui K, cuprinse în principal între 0,01 şi 0,02.

Pentru amplasamente cu argilă de Londra, unde nu au fost efectuate încărcări de capacitate portantă pe placă, pot fi utilizate valori mai ridicate, care duc la rezultate acoperitoare. Pentru a determina tasarea bazei în orice fel de argilă se poate utiliza ecuaţia (7.12), cu condiţia de a face un număr suficient de încărcări de probă pe placă în vederea obţinerii convingerii că pentru amplasamentul considerat relaţia este unică.

Dacă tasarea rezultată din ecuaţia (7.12) este excesivă, este necesar să se reducă încărcarea de serviciu pe pilot, sau să se scadă încărcarea pe bază prin

mărirea diametrului, sau să se ducă pilotul mai jos într-un strat mai puţin compresibil. Creşterea dimensiunii bazei nu va duce la micşorarea tasării.

S-a constatat că piloţii cu secţiune constantă prezintă tasări elastice mai mici decît piloţii cu bulb, care preiau aceeaşi încărcare de serviciu. Decizia finală dacă să se adopte piloţii cu secţiune constantă sau cu bulb, precum şi alegerea raportului între diametrul secţiunii curente şi cel al lărgirii nu se ia însă întotdeauna numai pe considerente de tasare. Adesea considerentele economice au rolul preponderent. De exemplu, trebuie să se ţină seamă de volumele relative ale pămîntului şi betonului consumat, de posibilitatea practică de a se realiza lărgiri în argilele foarte prăfoase sau fisurate, precum şi de posibilitatea de a se forma baze foarte lărgite cu utilajul de care se dispune. Aceşti factori vor fi discutaţi în cap. 8 (v. pag. 469).

O metodă mult mai rafinată este cea prezentată de Whitaker şi Cooke la Simpozionul din anul 1966. Ea ţine seamă de frecarea laterală mobilizată, de compresiunea elastică a pilotului şi permite prevederea tasărilor maxime, minime şi medii, pe baza analizei statistice a încărcării de probă a unor piloţi avînd diferite rapoarte între diametrul bazei şi diametrul secţiunii curente. Această metodă dă indicaţii privind tasările diferenţiale ce sînt de aşteptat între diferiţi piloţi, elemente deosebit de importante pentru proiectantul structurii, în special în cazul procedeului frecvent folosit de a se prevedea un singur pilot de diametru mare sub fiecare stîlp al suprastructurii. Metoda lui Whitaker şi Cooke este însă aplicabilă numai pe amplasamentele unde s-au făcut numeroase încărcări de probă.

Calculul capacităţii portante a piloţilor în pămînturi intermediare între nisip şi argilă

Rezistenţa pe vîrf poate fi calculată din ecuaţia generală a lui Terzaghi (2.6), folosind valorile c şi Φ rezultate din încercările pe probe de pămînt netulburate. După cum s-a menţionat mai înainte, este probabil ca această formulă să dea rezultate acoperitoare. Pînă în prezent nu există date disponibile privind frecarea laterală sau adeziunea pe suprafaţa laterală a unor piloţi în pămînturi cu diferite valori c şi Φ. După cum arată experienţa, aşa-zisa frecare laterală poate fi luată ca sumă a adeziunii şi a frecării laterale, folosind pentru orientare valorile date în fig. 7.10 iar frecarea laterală fiind calculată cu metodele arătate mai înainte. În cazul piloţilor foraţi trebuie dată atenţia cuvenită efectelor probabile de înmuiere şi afînare provocate de operaţiile de forare.

PILOŢI ÎNŞURUBAŢI ÎN PĂMÎNTURI COEZIVE

Frecarea pe suprafaţa laterală a unui pilot înşurubat poate fi obţinută considerîdu-l ca un pilot bătut şi folosind factorii de adeziune arătaţi în fig. 7.10. Rezistenţa pe vîrf se calculează considerînd diametrul lamei spirale de bază şi folosind un factor de capacitate portantă N_c egal cu 9, cu condiţia ca spirala

să fie înșurubată pe cel puțin 5 diametre în stratul portant. În argilele vîrtoase și tari nu este însă de obicei posibil ca piloții cu spire elicoidale de diametru mare să poată fi înșurubați pe o astfel de distanță; și în acest caz N_c trebuie obținut din fig. 2.11, *d*. (v. de asemenea pag. 457).

CAPACITATEA PORTANTĂ A PILOȚILOR FUNDAȚI PE STÎNCĂ

Piloți bătuți

Atunci cînd piloții se coboară pînă la stîncă se obișnuiește ca ei să fie bătuți pînă la refuz, pentru a se obține capacitatea portantă maximă. Dacă stînca este tare la suprafață, atunci, după o mică pătrundere, piloții vor refuza să mai intre. În astfel de cazuri capacitatea lor portantă este determinată de rezistența pilotului considerat ca un stîlp. Atunci cînd pînă la stînca tare piloții sînt bătuți prin argile vîrtoase sau nisipuri, ei pot fi considerați ca stîlpi rezemați lateral al căror flamaj este împiedicat; ca urmare, capacitatea portantă rezultă din încărcarea admisibilă a materialului pilotului în punctul de secțiune minimă. În practică este necesar să se limiteze încărcarea admisibilă pe piloții considerați drept stîlpi din cauza posibilității de degradare a pilotului în timpul baterii și prin deteriorarea ulterioară a materialului ca urmare a acțiunii pămîntului sau a apei subterane pe un număr mare de ani. Limitările în ceea ce privește eforturile de lucru sînt de obicei cuprinse în normative sau în prescripțiile diferitelor organizații. Valorile în general admise sînt date în cap. 8, atunci cînd se prezintă diferite tipuri de piloți.

Piloții bătuți în anumite tipuri de roci stîncoase, cum sînt creta, marna sau rocile degradate, pot pătrunde pe o adîncime considerabilă mai înainte de a se obține o rezistență satisfăcătoare la batere. Creta este un material la care este foarte dificil de evaluat rezistența la batere a pilotului, din cauza că pilotul distruge structura sa celulară și eliberează apa conținută. Această apă formează un noroi în jurul pilotului dînd o rezistență la frecare foarte redusă în timpul baterii. Se cunosc cazuri de piloți în cretă, care au preluat încărcări considerabile, dacă s-a lăsat după batere o perioadă suficientă de timp pînă la încărcarea lor cu sarcina completă (v. de asemenea pag.78); explicația constă probabil în faptul că materialul cretos înnoroit (apa și particulele de dimensiunea prafului) se tasează ulterior în jurul pilotului dînd o rezistență prin frecare care crește pe măsură ce trece timpul de la încetarea baterii. Unele informații utile privind capacitatea portantă a piloților în cretă sînt date în Simpozionul privind creta în lucrările de pămînt și fundații, care a avut loc în anul 1965 [1.30]. Pe baza acestor informații autorul recomandă valori admisibile de 30 kN/m² pentru frecarea laterală și 2 000 kN/m² pentru rezistența pe vîrf a piloților bătuți într-o cretă de consistență destul de tare.

Marnele constau frecvent din benzi alternate de rocă tare și argilă vîrtoasă. Dacă nu este dovedit că pe amplasament benzile de rocă au o grosime apreciabilă este recomandabil ca pentru aflarea rezistenței pe vîrf să se ia în considerare rezistența la tăiere a benzilor de argilă. Pentru marnele tari, nedegradate, se

pot considera admisibile valorile de 50 kN/m² pentru frecarea laterală şi 2 000 kN/m² pentru rezistenţa pe vîrf a piloţilor.

Probe netulburate din marnă sau cretă pot fi obţinute prin recoltare în ştuţ prin batere sau prin carotare; capacitatea portantă a piloţilor se obţine cu relaţia (2.6), considerîndu-i introduşi în pămînturi cu Φ şi c, determinarea acestora din urmă făcîndu-se prin încercări de laborator. Din punct de vedere al estimării capacităţii portante stîncile degradate, cum sînt granitul alterat sau calcarul degradat, pot fi considerate ca pămînturi nestîncoase; stabilirea capacităţii portante se face pe baza rezultatelor încercărilor de laborator pe probe netulburate sau, pentru materialele necoezive, prin încercări in situ.

Piloţi foraţi

Operaţia de forare a unei găuri în stîncă pentru a forma spaţiu pentru un pilot poate slăbi capacitatea portantă a anumitor tipuri de roci stîncoase. De exemplu, acţiunea uneltelor de forat provoacă în cretă sau marnă distrugeri considerabile şi înnoroirea materialelor respective. Prin urmare, pentru piloţii foraţi în contact cu cretă sau marnă trebuie utilizate valori scăzute pentru frecarea laterală. Valoarea reală va depinde de tăria şi susceptibilitatea la degradare a acestor materiale. În cretele şi marnele moi şi friabile, înmuierea completă poate face ca frecarea laterală limită să nu fie de exemplu mai mare decît 10 kN/m². În cretele şi marnele tari, unde pentru menţinerea găurii de foraj nu este necesar tubajul (în special la forarea prin percuţie mai mult decît la cea rotativă), pereţii vor fi rugoşi. În felul acesta betonul va adera la pereţii găurii şi pentru frecarea laterală va fi mobilizată întreaga rezistenţă la tăiere. Unele date utile privind capacitatea portantă a pereţilor găurilor de foraj sînt date în Simpozionul privind piloţii foraţi de mare diametru din anul 1966 [7.21]. Thorburn recomandă valori *admisibile* cuprinse între 100 kN/m² pentru un şist fragmentat, şi 400 kN/m² pentru gresia tare, puternic fisurată.

Atunci cînd este posibil să se recolteze creta sau marna în ştuţ sau se pot recolta carote din foraje rotative, unghiul de frecare internă şi coeziunea pot fi obţinute în laborator, prin încercarea de compresiune triaxială la presiuni mari. Aceste valori pot fi înlocuite în ecuaţia (2.6) pentru a se obţine o primă evaluare a rezistenţei pe vîrf a pilotului, valoare care, în faza de execuţie, trebuie verificată prin încărcări de probă la scară naturală.

În lipsa datelor încercărilor de laborator pentru calcularea valorii sigure a rezistenţei pe vîrf pot fi utilizate datele din tabelul 2.1.

Acolo unde grosimea stratului de stîncă alterată este redusă, este de obicei mai economic să se ducă pilotul pînă la stînca nealterată, dar numai atunci cînd capacitatea sa portantă limită nu este mai mică decît rezistenţa limită pe suprafaţa laterală. Deoarece piloţii foraţi sînt de obicei în întregime îngropaţi în teren şi nu pot fi formaţi într-un noroi cu fluiditate mare, încărcarea de serviciu pe pilot poate fi calculată ca pentru un stîlp scurt din beton. De obicei costul relativ condiţionează alegerea între fundarea pilotului la suprafaţa unui strat de rocă slabă, cu o valoare scăzută pentru rezistenţa pe vîrf şi adaptarea unui pilot de diametru mai mic dar dus la adîncime mai

mare în vederea mobilizării și a frecării laterale în stîncă. Să luăm de exemplu un pilot care trebuie să preia o încărcare de serviciu de 1 500 kN și care după ce trece prin 12,3 m de sedimente moi ajunge într-un șist, în care se pot considera ca admisibile 1 500 kN/m² pentru rezistența pe vîrf și 150 kN/m² pentru frecarea laterală. Pentru un pilot care se oprește imediat la suprafața stîncii este necesar un diametru de 105 cm. Acesta va costa circa 2 750 lei valută* considerînd că forarea în sedimentele moi costă 200 lei valută/m, iar pe 0,60 m în rocă 600 lei valută/m. Alternativa cu un pilot de 60 cm, care asigură pe vîrf preluarea a 470 kN, restul de 1 030 kN urmînd a fi preluat de pătrunderea în rocă pe 3,35 m, conduce la un cost de circa 2 500 lei valută, rezultat din 120 lei valută/m pentru forarea în sedimentele moi și 300 lei valută/m în rocă. Rezultă deci că pilotul de diametru mai mic este mai ieftin.

Dacă se decide să se folosească întreaga capacitate portantă a pilotului, prin ducerea lui pînă în stînca tare, nealterată, este recomandabilă forarea rotativă pentru a se obține indicații privind variațiile posibile de grosime ale materialului degradat. Executantul piloților trebuie să păstreze carote de control. Dacă stratul stîncos constă dintr-o alternanță de orizonturi tari și moi (așa cum pot fi cele de calcar și marnă) rezistența pe vîrf a pilotului trebuie calculată luînd în considerare orizonturile mai moi, indiferent dacă pilotul este oprit într-un orizont tare sau moale.

PILOȚI ÎN UMPLUTURĂ. FENOMENUL DE FRECARE NEGATIVĂ

Dacă într-o umplutură compresibilă sau orice alt pămînt care prezintă o consolidare apreciabilă sub greutate proprie, se instalează piloți bătuți sau forați, ca urmare a frecării dintre materialul din jur, care se tasează mai mult, și suprafața piloților, aceștia se încarcă suplimentar în raport cu sarcina de lucru transmisă de suprastructură. Consolidarea suplimentară a umpluturii sau pămîntului care conduce la apariția „frecării negative", este dată de încărcarea suplimentară. Frecarea negativă trebuie avută în vedere atunci cînd se ia în considerare coeficientul de siguranță care urmează să fie aplicat capacității portante limite a pilotului.

Calculul frecării totale negative a pilotului este o problemă de mare complexitate în care timpul constituie un factor important. Frecarea negativă unitară maximă pe un pilot reprezintă valoarea maximă a frecării laterale mobilizate pe suprafața de contact; ea poate fi calculată exact în același mod ca și componenta frecării din capacitatea portantă a pilotului. Așa cum s-a arătat însă mai înainte, frecarea laterală maximă nu va fi mobilizată pînă ce pămîntul nu se va deplasa suficient în raport cu pilotul; această deplasare poate fi de 1% din diametrul pilotului. Astfel, dacă se ia cazul simplu al unei umpluturi care se tasează sub greutatea proprie și care

---

* Costul este dat în lei valută conform unui curs de 1£=15 lei valută — *N.T.*

se găsește peste un strat incompresibil (fig. 7.13, *a*) umplutura situată imediat deasupra stratului incompresibil nu se va deplasa deloc și în consecință nu va trage în jos pilotul. De fapt, compresiunea elastică a pilotului, datorită încărcărilor suplimentare și antrenării în jos a pilotului, poate face ca în raport cu umplutura pilotul să se deplaseze în jos și astfel această parte a

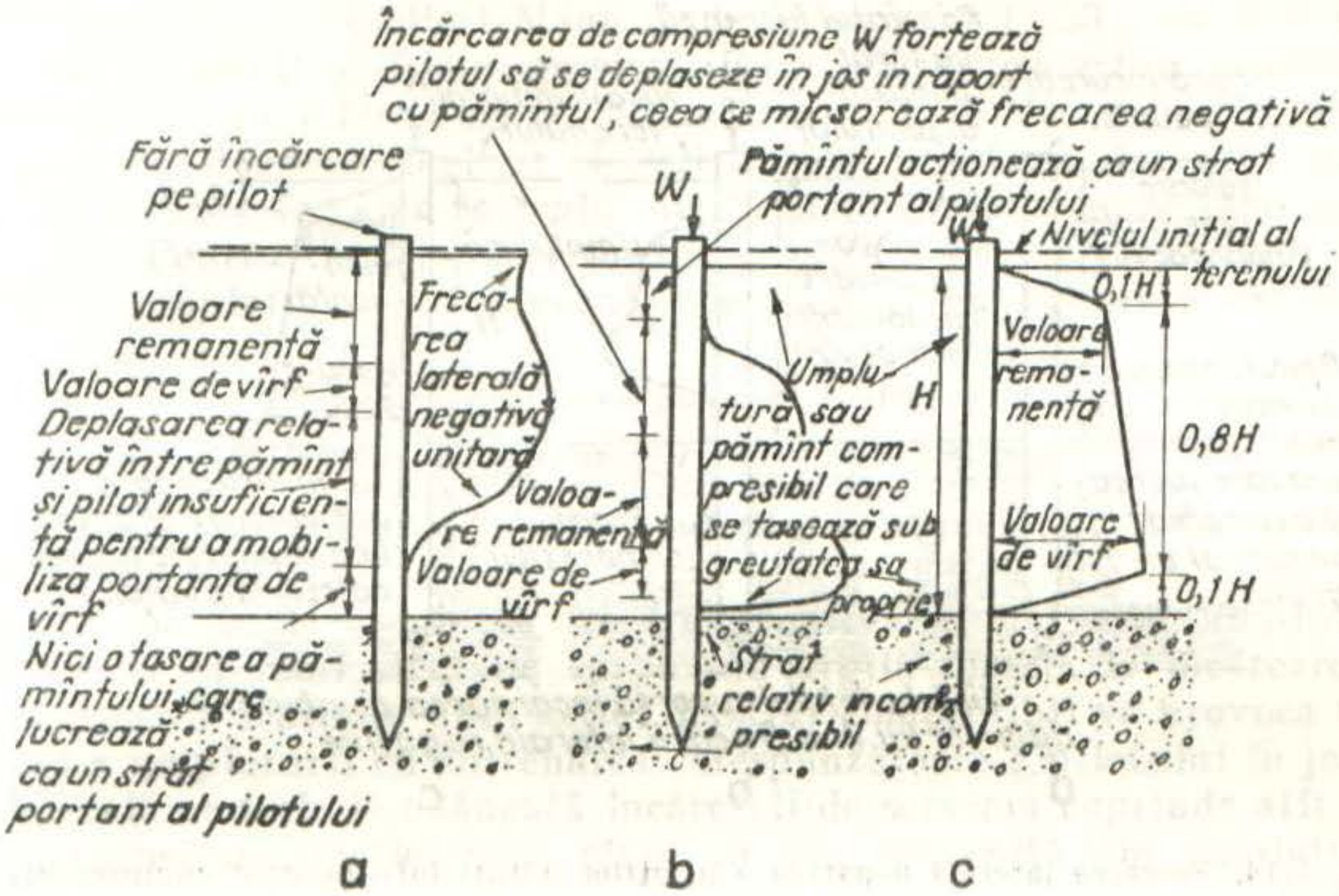


Fig. 7.13. Frecarea laterală negativă a piloților bătuți pînă într-un strat relativ incompresibil:
a **— fazele inițiale ale tasării stratului compresibil;** *b* **— fazele finale ale tasării stratului compresibil;** *c* **— curba medie pentru proiectare.**

umpluturii va acționa ca un *suport* al pilotului. Tasarea maximă a umpluturii se va produce la suprafața sa, iar aici mișcarea poate fi atît de mare încît să fie depășită valoarea de vîrf și ca atare valoarea finală a frecării negative va fi cea corespunzătoare rezistenței reziduale. Fără îndoială că într-o fază inițială a tasării umpluturii, mișcarea la suprafață va fi de așa natură încît să mobilizeze frecarea laterală maximă, în timp ce mișcarea la nivelurile mai adînci, fiind mai mică, va mobiliza doar valori mai reduse. Dacă acum se supraîncarcă pilotul deasupra nivelului terenului, pilotul se va deforma elastic, mișcarea fiind maximă la suprafață. În acest fel se va reduce mișcarea relativă dintre pilot și pămînt, ceea ce poate conduce la mobilizarea frecării laterale maxime spre baza pilotului (fig. 7.13, *b*) sau mișcarea relativă poate fi așa de mică încît nici nu se atinge valoarea maximă.

Să luăm acum cazul unui pilot purtător pe un strat compresibil, și anume o argilă vîrtoasă. În acest caz, întregul pilot se va tasa și este probabil să se mobilizeze întreaga valoare a frecării laterale dar numai o fracțiune din rezistența pe vîrful din stratul portant. Pilotul se va deplasa în jos în raport cu umplutura situată imediat deasupra stratului portant și astfel umplutura va acționa ca un suport al pilotului pe această lungime. În fig. 7.14, *a* și *b* se arată distribuția forțelor de antrenare în jos a pilotului și a efortu-

rilor pe suprafața laterală în faza inițială și în fazele ulterioare ale procesului de consolidare a umpluturii.

Din cele arătate mai înainte se vede că, din cauza incertitudinilor în ceea ce privește valoarea forțelor de antrenare în jos, mobilizate, în timp, de deplasarea relativă dintre pilot și pământ, este imposibil să se obțină o

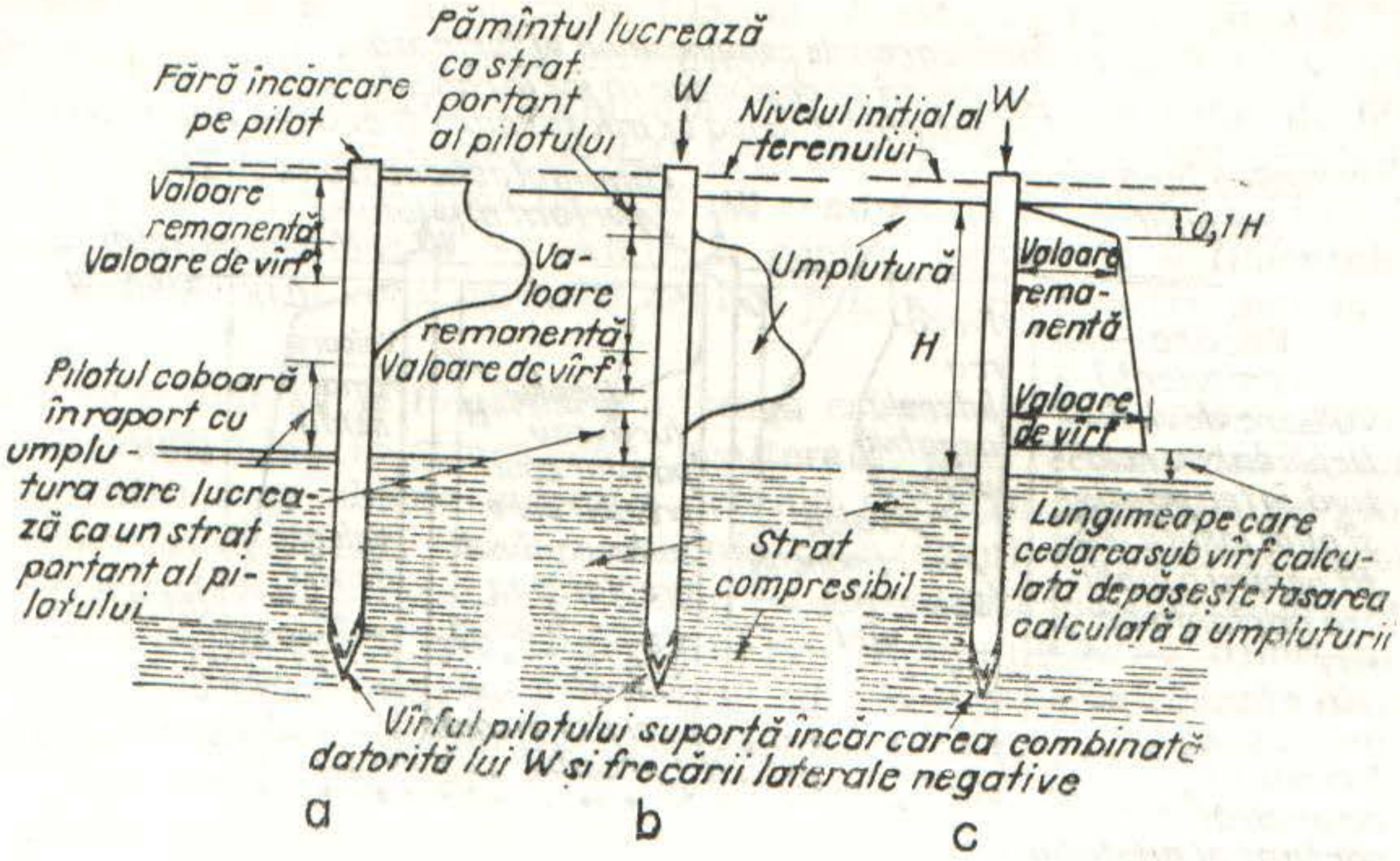


Fig. 7.14. Frecarea laterală negativă a piloților bătuți într-un strat compresibil:
a — fazele inițiale ale tasării umpluturii; *b* — fazele finale ale tasării umpluturii; *c* — curba medie pentru proiectare.

evaluare exactă a forței totale de antrenare în jos. Tot ce se poate spune cu certitudine este că în nici un moment nu se va mobiliza valoarea maximă a frecării laterale pe întreaga lungime a fișei pilotului din umplutură. Figurile 7.13, *c* și 7.14, *c* dau posibilitatea inginerului să facă o evaluare rezonabilă a încărcării produse de antrenarea în jos, suficientă pentru nevoile proiectării.

Johannessen și Bjerrum [7.22] au măsurat distribuția forțelor de frecare negativă pe un pilot-cutie metalic, având un perimetru de 164 cm, bătut prin circa 45 m de argilă moale, peste care s-au suprapus ulterior 10 m de umplutură. S-a estimat că forța totală de antrenare în jos la vîrful pilotului, bătut într-o cretă tare, era de circa 2 500 kN și a provocat pătrunderea în continuare în această rocă pe 5 cm. A fost imposibil ca să se găsească o legătură între distribuția eforturilor în lungul suprafeței laterale a pilotului și rezistența la tăiere a argilei. Pe de altă parte însă s-a găsit că rezultatele date de relația următoare sînt apropiate de realitate:

$$\text{Frecarea laterală negativă} = \sigma_v' \, K \, \text{tg} \, \Phi_a' \tag{7.13}$$

unde σ_v' este efortul efectiv vertical.

Funcția $K \, \text{tg}\Phi_a'$ s-a presupus constantă în lungul pilotului și valoarea sa în stadiul final al consolidării a fost stabilită ca fiind egală cu 0,20 pentru argila marină, consistentă, de pe amplasament.

În cazurile cînd frecarea negativă este atît de mare încît ridică probleme dificile la proiectarea piloţilor, este posibil ca antrenarea în jos să fie eliminată complet, sau menţinută în limite predeterminate. Aceasta se poate realiza prin manşonarea pilotului în stratul compresibil sau prin învelirea pilotului într-o membrană din material plastic care are o frecare relativ redusă. Pentru acest scop piloţii metalici din tuburi de 60 cm diametru, de la fundaţiile podului Port Mann de la Vancouver [7.23], au fost înveliţi cu un strat de asfalt de 5 mm grosime. Dacă umplutura a fost executată de foarte mulţi ani sau a fost bine consolidată în alt mod, la evaluarea încărcării totale pe pilot poate fi neglijat efectul frecării negative, dar nici nu se va lua în considerare frecarea laterală drept componentă a capacităţii portante a pilotului. Pentru cazurile intermediare, între acela al umpluturii recente şi acela al umpluturii foarte vechi, coeficientul de siguranţă exprimat ca fiind:

$$\frac{\text{Capacitatea portantă limită}}{\text{Încărcarea de serviciu + frecarea laterală negativă}}$$

poate fi redus sub valoarea normală adoptată, atunci cît se exercită numai încărcările de serviciu.

Poate apărea de asemenea frecare negativă atunci cînd umplutura se găseşte deasupra unui strat de turbă sau argilă moale. O încărcare suplimentară aşezată deasupra unui astfel de strat compresibil va provoca tasarea puternică a umpluturii cu antrenarea corespunzătoare a pilotului în jos. Frecarea laterală ce trebuie adăugată încărcării de serviciu cuprinde atît pe cea datorită turbei sau argilei moi, cît şi pe cea provenită din umplutură.

În anumite împrejurări, frecarea negativă poate fi provocată de baterea piloţilor în strate de argile normal consolidate, care provoacă deranjarea considerabilă a structurii lor şi ridicarea suprafeţei terenului; dar, aşa cum s-a remarcat mai înainte, pămîntul se reconsolidează destul de repede şi recapătă rezistenţa sa iniţială, mai înainte ca pilotul să fie încărcat în întregime cu încărcarea de serviciu. Desigur, este îndoielnică eficacitatea unor piloţi bătuţi în întregime în argile moi şi care nu ajung la un strat rezistent. În cazul piloţilor bătuţi în argile vîrtoase supraconsolidate, deşi are loc o tulburare, pierderea de rezistenţă la tăiere este mică sau nu apare de loc; masele de argilă fisurată se reconsolidează însă foarte lent (poate chiar niciodată în decursul existenţei construcţiei). În acest fel argilele vîrtoase vor continua să suporte piloţii în lunga perioadă de consolidare. Această consolidare va fi însoţită inevitabil de o anumită tasare.

CAPACITATEA PORTANTĂ A GRUPURILOR DE PILOŢI

După cum s-a afirmat la începutul acestui capitol, este important să se ţină seamă de efectul baterii şi încărcării piloţilor în grup. Numai atunci cînd piloţii sînt duşi pînă la un strat tare, incompresibil, tasarea grupului de piloţi este egală cu cea a pilotului izolat, supus aceleiaşi încărcări de

serviciu ca și fiecare pilot din grup (tasarea unui pilot bătut pînă la un strat tare incompresibil este datorată scurtării elastice a corpului pilotului și unei cedări elastice a materialului de sub vîrf).

Dacă pilotul este bătut într-un strat portant compresibil, cum ar fi un strat de argilă vîrtoasă, sau dacă stratul portant este relativ incompresibil (de exemplu un nisip îndesat) însă dedesubt se găsește un strat compresibil, atunci capacitatea portantă a unui grup de piloți poate fi mult mai mică decît cea a sumei piloților individuali. De asemenea, tasarea unui grup de piloți este probabil să fie de cîteva ori mai mare decît cea a pilotului individual sub aceeași încărcare de serviciu. Acest fapt este ilustrat de fig. 7.15. În cazul unui pilot izolat (fig. 7. 15, *a*) numai o zonă restrînsă de sub vîrful pilotului va fi supusă unor eforturi verticale, în timp ce la un grup numeros de piloți (fig. 7.15, *b*) va fi solicitată o zonă întinsă din jurul grupului și de sub el, iar tasarea întregului grup poate fi însemnată.

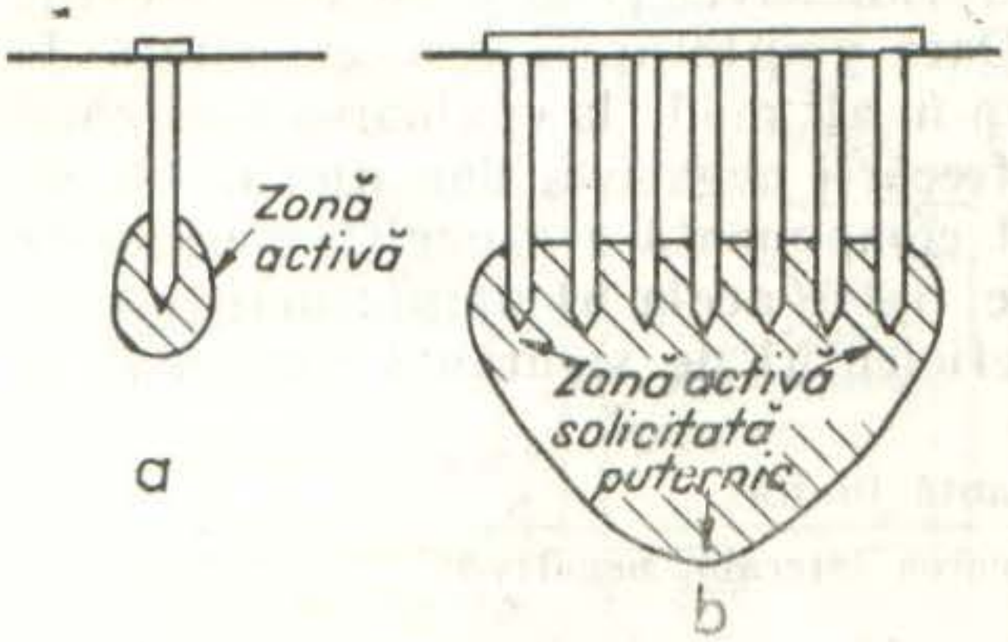


Fig. 7.15. Comparație între zona activă a pilotului izolat *(a)* și cea a grupului de piloți *(b)*.

Un exemplu de producere a unor tasări importante, datorite consolidării stratelor adînci de argilă moale de sub grupuri mari de piloți, îl constituie cazul clădirilor complexului Institutului de Tehnologie din Massachusetts [7.24]. Aceste clădiri au fost construite în anul 1915, fiind fundate pe piloți, care în majoritatea cazurilor au ajuns într-un strat de nisip cu pietriș situat sub un praf organic și turbă la o adîncime cuprinsă în general între 3 și 6 m sub cota de fundare. Stratul de nisip și pietriș era foarte variabil ca grosime, diferențele mergînd pînă la 7,5 m (fig. 7.16). În anumite locuri, stratul era gros numai de cîțiva zeci de centimetri, iar piloții au fost bătuți prin el, pentru a pătrunde în stratul de dedesubt de argilă albastră, moale și compresibilă, de Boston, care avea grosimi de 20 m sau chiar mai mult și sub care se găsea morenă glacială și stîncă. În acest fel, suprafețele mari ocupate de piloți transmiteau încărcările lor prin nisip și pietriș la argila compresibilă de dedesubt, ceea ce a condus la tasări importante și fisuri extinse ale clădirilor. În cuprinsul suprafeței încărcate tasările variau foarte mult. Între anii 1915 și 1943 tasările s-au mărit progresiv și au variat între minimum 4 cm și maximum 23 cm (fig. 7.16). Variațiile semnalate s-au datorat în principal grosimilor diferite ale stratului de nisip cu pietriș și lungimilor diferite de piloți. Tasările cele mai mari au avut loc atunci cînd piloții au fost bătuți pînă în stratul de argilă albastră de Boston.

Din cele arătate mai înainte se poate aprecia că problemele stabilității unui grup de piloți depind în primul rînd de capacitatea pămîntului din jurul și de sub masivul străbătut de piloți de a prelua întreaga încărcare a suprastructurii și în al doilea rînd de efectele de consolidare a pămîntului pe o grosime considerabilă sub grupul de piloți. Prin urmare modul de realizare a pilotului individual, prin batere, forare, presare sau înșurubare, are o mică influență asupra acestor două aspecte. Aceasta deoarece zona de

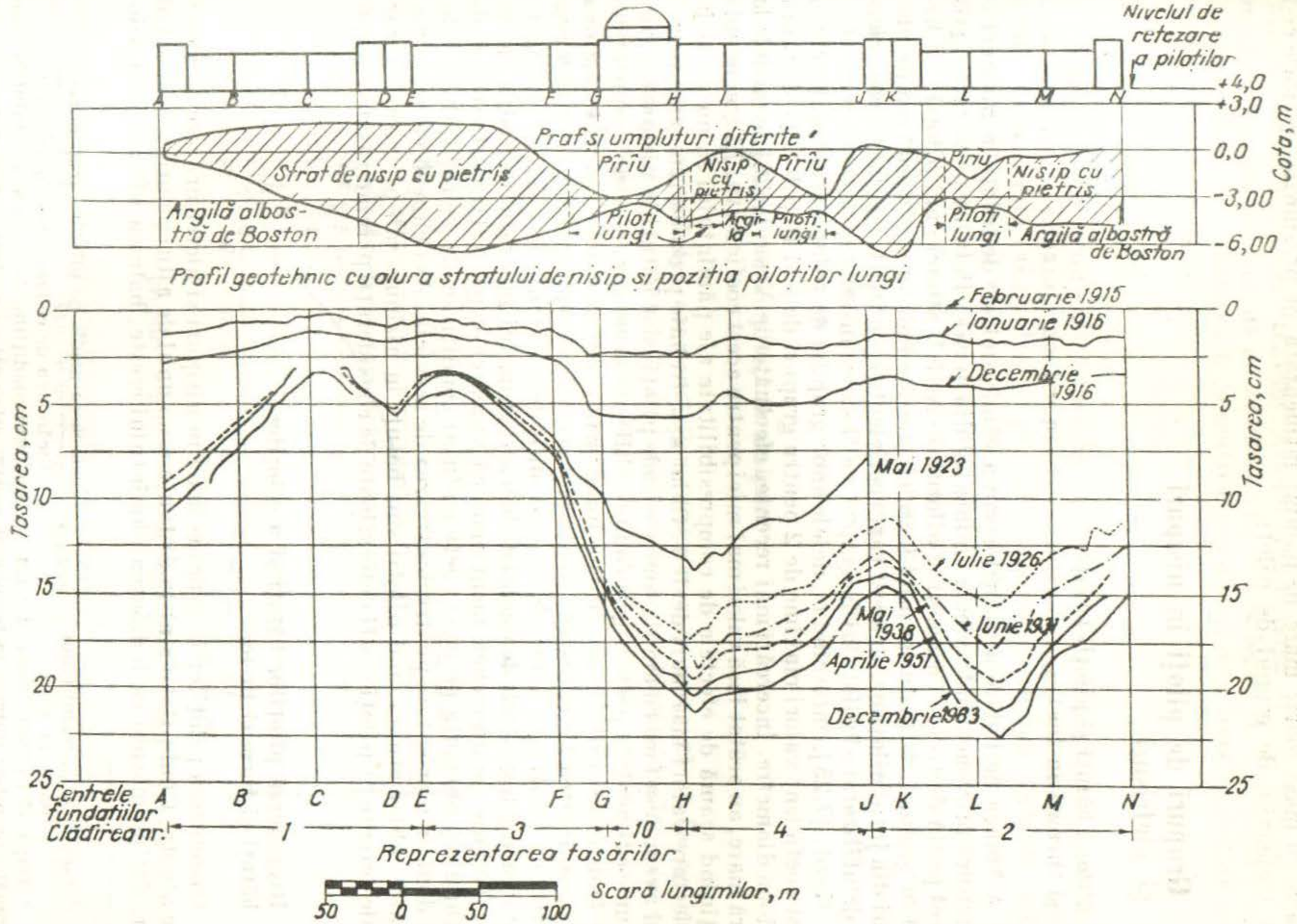


Fig. 7.16. Tasarea unui grup de piloţi de la clădirea cartierului universitar al Institutului Tehnologic din Massachusetts (Horn şi Lambe [7.24]).

pămînt afectată de metoda de realizare a pilotului este foarte mică în comparaţie cu masa foarte mare de pămînt influenţată de presiunile verticale ce-i sînt transmise de grupul de piloţi.

Grupuri de piloţi în nisipuri şi pietrişuri

Piloţii bătuţi şi piloţii bătuţi şi turnaţi în loc

Acţiunea de batere a piloţilor sau a cămăşuielilor de piloţi în nisipuri şi pietrişuri provoacă îndesarea pămîntului din jurul pilotului pe o rază egală cu cel puţin de trei ori diametrul pilotului. Astfel, atunci cînd piloţii sînt bătuţi în grupuri, la distanţe mici între ei, are loc îndesarea puternică a pămîntului din jurul piloţilor. În acest caz, coeficientul condiţiilor de lucru (coeficientul de utilizare) al pilotului în grup* va fi supraunitar.

Kezdi [7.25], încercînd modelele unor grupuri de piloţi, a obţinut pentru acest coeficient valori maxime de 2 pentru grupuri de 9 şi 16 piloţi la distanţă de două diametre. Încercări mai recente, efectuate de Vesic [7.26] pe modele la scară mare, au arătat însă valori mai mici pentru acest coeficient*. El recomandă ca ţinînd seamă de efectele de compresibilitate ale pămîntului să nu se ia în proiectare valori mai mari decît 1. Chiar aşa, trebuie procedat cu grijă atunci cînd avem de-a face cu amplasamente unde piloţii sînt bătuţi în nisipuri şi pietrişuri sedimentate peste argile compresibile; în acest caz, eforturile suplimentare transmise argilelor de către grupul de piloţi pot conduce la supraîncărcarea sau consolidarea lor excesivă. În astfel de condiţii, capacitatea portantă a grupurilor de piloţi este determinată mai mult de rezistenţa la tăiere şi compresibilitatea argilelor decît de modul de lucru al grupului în stratul de nisip sau pietriş, Trebuie de asemenea menţionat că valoarea capacităţii portante limite a grupului, obţinută pe baza coeficientului condiţiilor de lucru, trebuie folosită doar ca o orientare pentru încărcarea de serviciu. Aşa cum se va arăta mai departe, chiar atunci cînd piloţii sînt bătuţi în nisipuri sau pietrişuri, încărcările curente pe piloţi vor fi determinate de consideraţii privind tasarea grupului.

Dispunerea piloţilor bătuţi şi a piloţilor bătuţi şi turnaţi în loc

Dispunerea piloţilor în grupuri mari în nisipuri şi pietrişuri cere o examinare atentă. Cînd piloţii sînt la distanţe mici unul de altul primii piloţi se bat uşor, dar pe măsură ce îndesarea pămîntului creşte, baterea ulterioară a pilo-

---

* Coeficient al condiţiilor de lucru în grup $= E_f = \dfrac{\text{Încărcarea medie pe pilot în grup la rupere}}{\text{Încărcarea de cedare a pilotului izolat}}$

* După STAS 2561-70 pct. 3.2.1.3., coeficientul condiţiilor de lucru al pilotului în grup la fundaţii pe piloţi flotanţi în terenuri necoezive este egal cu 1 (dacă cercetări speciale nu stabilesc o valoare diferită, mai exactă) — *N. T.*

ţilor întîmpină dificultăţi mari. De obicei se recomandă ca distanţa dintre piloţi să fie de 2-3 ori diametrul lor. Atunci cînd baterea are loc în nisipuri sau argile, cea mai bună metodă de a evita dificultăţile legate de îndesarea pămîntului este de a începe baterea de la centrul grupului şi de a trece apoi spre periferie, în toate direcţiile.

Piloţii foraţi

Pînă în prezent nu există încercări pe model sau la scară mare, de felul celor descrise mai înainte pentru piloţii bătuţi, în cazul grupurilor de piloţi foraţi. Totuşi, este raţional să se presupună că în cazul unor distanţe reduse între piloţii foraţi nu vor apărea aceleaşi efecte de compactare şi coeficienţi ridicaţi pentru lucrul în grup. De fapt, atunci cînd distanţa dintre piloţi este mică, este probabil să aibă loc o afînare generală a pămîntului între ei şi în jurul lor. În absenţa altor date, autorul recomandă ca în nisipuri şi pietrişuri piloţii foraţi să nu fie aşezaţi la distanţe mai mici decît 75 cm sau de două ori lăţimea minimă, adoptîndu-se valoarea minimă rezultată. Coeficientul condiţiilor de lucru poate fi considerat unitar.

Tasarea grupurilor de piloţi în nisipuri şi pietrişuri

Pentru majoritatea construcţiilor, încărcarea ce urmează să fie aplicată unui grup de piloţi se stabileşte mai mult pe baza considerării tasării prin consolidare decît pe baza evaluării capacităţii portante limită a grupului; valoarea minimă astfel obţinută este apoi împărţită cu un coeficient arbitrar de siguranţă egal cu 2 sau 3. Skempton, Yassin şi Gibson [7.27] au publicat curbe (fig. 7.17)

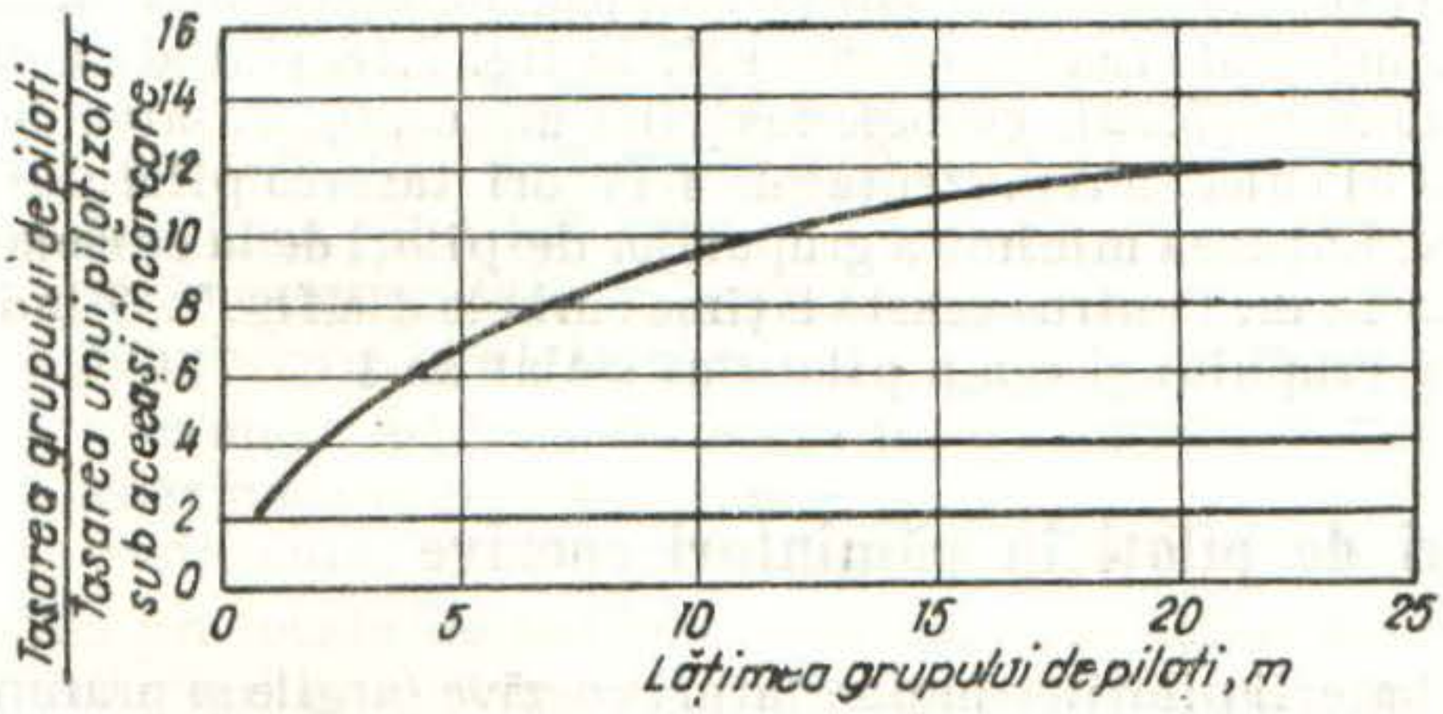


Fig. 7.17. Tasarea unor grupuri de piloţi în nisip (Skempton, Yassin şi Gibson [7.23]).

care dau legătură dintre tasarea unui grup de piloţi de o anumită lăţime şi tasarea unui pilot izolat. Aceste curbe pot fi considerate ca aplicabile piloţilor bătuţi sau foraţi.

Măsurînd tasările reale ale grupurilor de piloţi în nisip, la un hotel cu 20 niveluri la Sao Paulo, Brazilia, Da Costa Nunes şi Vargas [7.28] au constatat

că tasarea unui grup mare a fost de zece ori mai mare decît media încercărilor de încărcare pe trei piloți izolați. Alte măsurători făcute de aceeași autori la Banes do Estado, de asemenea în Sao Paolo, au arătat că un grup de piloți s-a tasat de 15 ori mai mult decît un pilot izolat. În cazul podului Deptford Creek. culeea de est a fost fundată pe 93 piloți prefabricați din beton armat de 6 m lungime, bătuți prin 2-4 m de argilă vîrtoasă, pînă în nisipurile de Thanet.

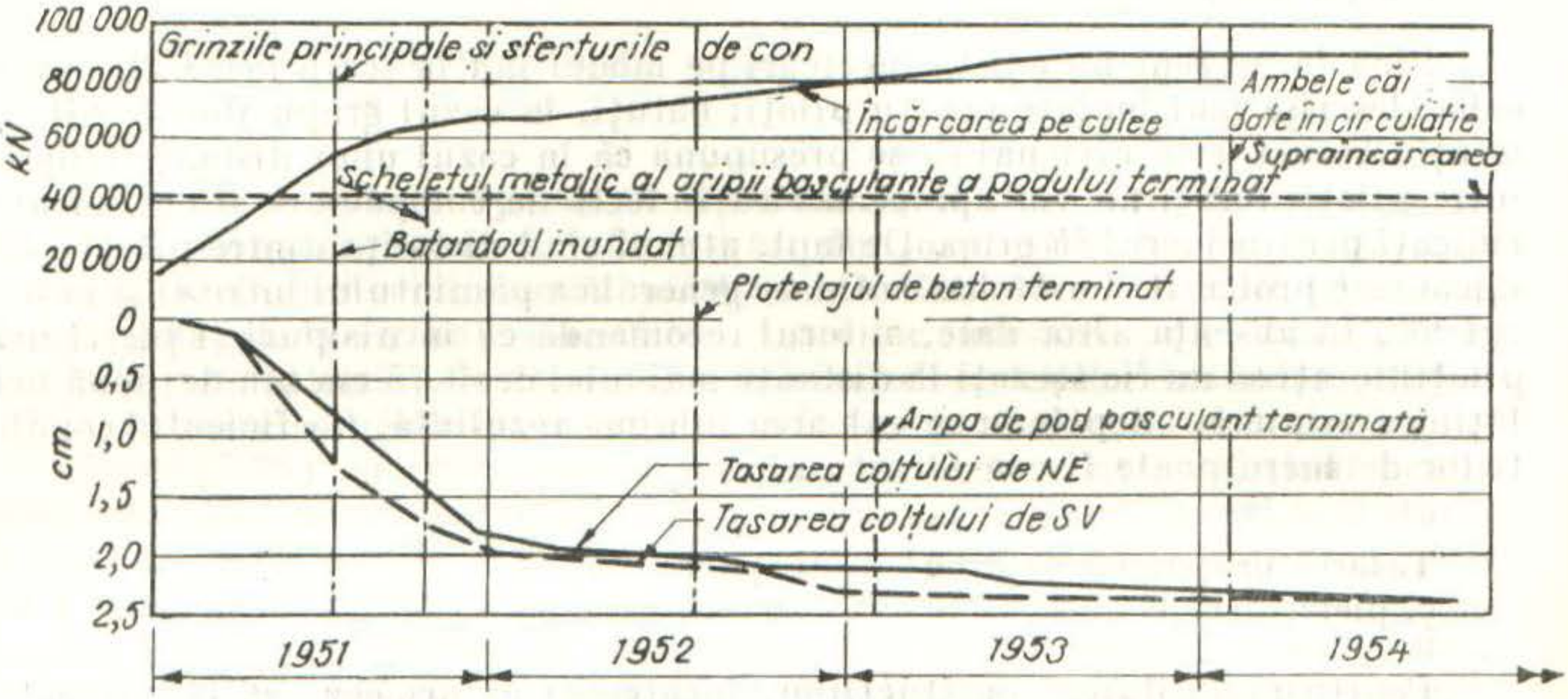


Fig. 7.18. Măsurători de tasare la pila de vest a podului Deptford Creek (Fuller și Couper [7.29]).

Încărcarea maximă pe fiecare pilot a fost de 840 kN, iar tasarea medie de 2 cm a fost de 5-10 ori mai mare decît cea obținută prin cele două încărcări de probă ale unor piloți supuși acelorași sarcini. Culeea de vest a fost fundată pe 85 piloți similari, încărcați fiecare cu 900 kN. În fig. 7.18 sînt date după lucrarea lui Fuller și Couper [7.29], curbele tasărilor măsurate. Tasarea de 2,3 cm a capătului de est al culeei a reprezentat de 4-17 ori tasarea pilotului izolat încărcat cu 900 kN. Lățimea minimă a grupurilor de piloți de la culeele de est și vest a fost de circa 12 m. Pentru această lățime curbele din fig. 7.17 indică un raport între tasarea grupului și cea a pilotului izolat de 10.

Grupuri de piloți în pămînturi coezive

Efectul baterii piloților în pămînturi coezive (argile și prafuri) este diferit de acela în pămînturile necoezive. Piloții bătuți sau forați în grup în argile senzitive provoacă tulburarea puternică a pămîntului și, în cazul piloților bătuți, are loc o ridicare a suprafeței terenului în jurul grupului. Cu trecerea timpului, pămîntul se reconsolidează și își recapătă rezistența la tăiere inițială. În acest fel, reconsolidarea provoacă o antrenare în jos a corpului pilotului. Cînd piloții sînt bătuți în argile vîrtoase apare aceeași ridicare a terenului, însă pămîntul este împins în sus, sub formă de blocuri sau mase fisurate, și poate avea loc o ridicare a piloților. Reconsolidarea este extrem de lentă și

rezistenţa iniţială la tăiere a întregii mase a terenului din jurul şi din interiorul grupului poate să nu fie niciodată restabilită pe durata existenţei construcţiei. Efectele de frecare negativă sînt reduse, iar în cazul piloţilor foraţi ele nu vor avea loc.

Atunci cînd încărcarea este aplicată unui grup de piloţi puţin distanţaţi întreei, pămîntul conţinut între piloţi se deplasează în jos odată cu piloţii şi poate apărea o „rupere în bloc" tipică. Acelaşi mecanism de rupere apare la piloţii bătuţi ca şi cei foraţi. Încercări pe model făcute de Whitaker [7.30] la Staţiunea de cercetări pentru construcţii din Anglia* arată că ruperea în bloc apare pentru distanţe între piloţi mai mici decît 1,5 diametre, în cazul grupurilor de 3×3 piloţi, şi de 2,25 diametre la grupurile de 9×9 piloţi.Pentru distanţe mai mari, piloţii cedează individual, dar coeficientul de lucru în grup a fost de numai 0,7 la 2,5 diametre distanţă între piloţi, ajungînd la valoarea unitară numai pentru piloţii lungi de 48 diametre, la distanţă de 8 diametre.

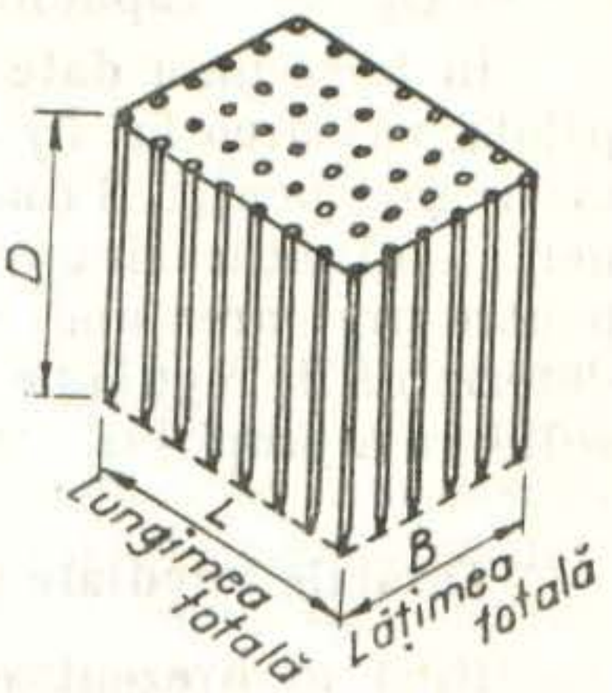


Fig. 7.19. Schema blocului de rupere format de un grup de piloţi în argilă.

Distanţa dintre piloţi este determinată în mare măsură de nevoile construcţiei. În general, în argilă, ei nu trebuie să fie mai aproape, din centru în centru, decît la o distanţă egală cu perimetrul, lor dar minimum 105 cm. Această regulă elimină pericolul ruperii în bloc; dacă însă se face verificarea stabilităţii grupului la ruperea în bloc şi la tasarea excesivă, prin metodele care vor fi date mai departe, piloţii se pot dispune şi la distanţe mai mici.

Stabilitatea unui grup de piloţi bătuţi sau foraţi la *ruperea în bloc* este dată de suma rezistenţei la tăiere perimetrale şi a capacităţii portante a bazei blocului de pămînt cuprins între piloţi (fig. 7.19).
Capacitatea portantă limită a grupului este

$$Q_n = 2D(B+L) \times \bar{c} + 1{,}3cN_c \times B \times L \qquad (7.14)$$

unde: D este lungimea piloţilor;
B — lăţimea grupului;
L — lungimea grupului;
$\bar{c}$ — coeziunea medie a argilei în jurul grupului;
c — coeziunea argilei sub grup;
N_c — coeficientul de capacitate portantă (din fig. 2.11, *d*).

Tulburarea provocată de baterea sau forarea piloţilor are loc pe o mică distanţă în jurul şi sub grupul de piloţi şi din această cauză, în termenul al doilea al ecuaţiei (7.14), se consideră rezistenţa la tăiere în stare netulburată. Atunci cînd însă se ia în considerare rezistenţa la tăiere perimetrală, trebuie ţinut seamă de efectul timpului; dacă piloţii trebuie să preia întreaga încărcare de lucru la scurt timp după batere se poate considera drept $\bar{c}$ rezistenţa totală în stare tulburată; dacă încărcarea completă se poate amîna cu 6 luni sau mai mult se poate considera drept $\bar{c}$ rezistenţa la tăiere iniţială.

---

* Building Research Station (B.R.S.).

Pentru distanţe mai mari, de exemplu decît două diametre, capacitatea portantă a grupului va fi dată de ecuaţia;

$$Q_u = E_f \times n \times Q_p \qquad (7.15)$$

unde: E_f este coeficientul de lucru în grup;
n — numărul de piloţi din grup;
Q_p — capacitatea portantă limită a pilotului izolat.

În lipsa unor date rezultate din încercări la scară naturală pe grupuri de piloţi, valoarea lui E_f se poate lua 0,7 pentru distanţe între piloţi de 2-3 diametre şi 1 pentru 8 diametre. Aceasta este o regulă raţională în vederea obţinerii unei indicaţii aproximative privind numărul de piloţi din grup, necesari pentru preluarea unei încărcări totale; încărcarea reală pe pilot în grup se va determina de regulă pe baza luării în considerare a tasărilor imediate şi de consolidare a grupului.

Tasările imediate şi de consolidare

Pînă în prezent nu există date publicate privind tasările imediate şi tasările de consolidare de durată ale unui grup de piloţi sau ale piloţilor individuali. În practica curentă, tasarea grupurilor de piloţi se calculează pe baza încercărilor de consolidare în laborator pe probe de pămînt. Metoda urmată de obicei constă în presupunerea că grupul de piloţi flotanţi se comportă ca o fundaţie adîncă, avînd dimensiunile în plan egale cu dimensiunile totale ale grupului plus o lăţime suplimentară rezultată din ipoteza distribuţiei încărcării cu pante 4:1. Talpa fundaţiei adînci „virtuale" se presupune, aşa cum se arată în fig. 7.20, situată la o adîncime egală cu 2/3 din lungimea piloţilor.

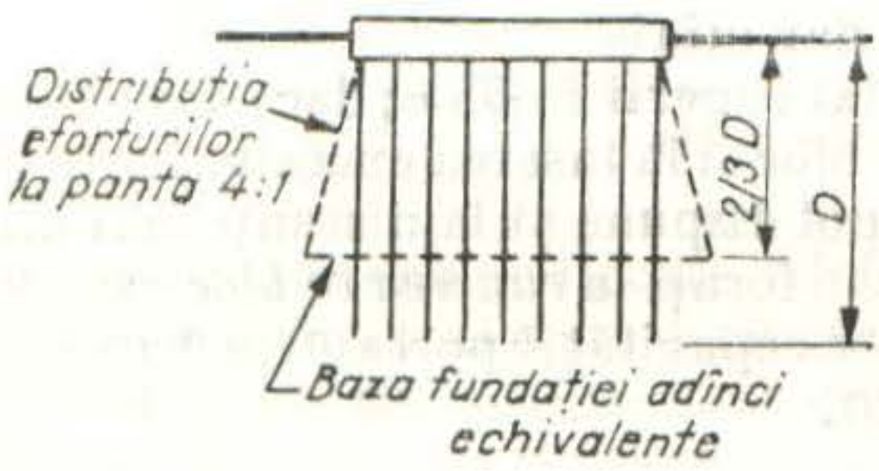


Fig. 7.20.

Atunci cînd piloţii sînt în întregime portanţi pe vîrf, tasările se consideră ca fiind date de o fundaţie pe radier general, la nivelul vîrfului piloţilor, egală ca arie cu cea a grupului de piloţi.

Efectele ridicării terenului

După cum s-a menţionat mai înainte, baterea piloţilor în grup în argile provoacă ridicarea terenului şi în anumite cazuri chiar ridicarea piloţilor bătuţi anterior. Au fost situaţii cînd atît piloţii prefabricaţi bătuţi cît şi piloţii foraţi au suferit ridicări de ordinul centimetrilor. În cazul piloţilor bătuţi şi turnaţi în loc de tipul celor cu cămăşuiala recuperabilă este practic imposibil de a-i bate din nou la cotă. Piloţii cu cămăşuială pierdută pot fi rebătuţi prin reintroducerea mandrinei, mai înainte însă de a fi umpluţi cu beton. Ridicarea piloţilor are loc de obicei în cazul cînd corpul pilotului se găseşte în întregime în argile vîrtoase sau tari. Cînd majoritatea fişei pilotului se găseşte în argile foarte moi, care sînt tulburate în timpul baterii, adeziunea este insuficientă pentru

ca terenul care se ridică să antreneze piloții. Prin urmare, atunci cînd proiectantul are de-a face cu piloți bătuți în grup în argile vîrtoase sau tari, el trebuie să folosească piloți din beton armat prefabricați, din oțel sau palplanșe metalice, care dacă este necesar pot fi rebătuți; se poate recurge de asemenea la alternativa folosirii piloților forați, sau a piloților parțial forați și parțial bătuți și ulterior turnați în loc. Terenul deplasat de piloții bătuți în grup poate dezvolta împingeri laterale importante, care pot degrada aducțiunile, canalele sau tunelurile din imediata vecinătate.

Eficacitatea grupurilor de piloți în argile moi compresibile

Ceva mai înainte, și anume la pag. 361, s-au menționat numai pe scurt efectele defavorabile care pot apărea în cazul baterii în întregime a unor piloți în argile moi compresibile. Ca urmare, trebuie discutate mai în detaliu avantajele și dezavantajele grupurilor de piloți în astfel de terenuri. În afară de aceasta, trebuie accentuat încă de acum că în astfel de condiții realizarea unor piloți *scurți* face mai mult rău decît bine. O comparație între distribuțiile de eforturi în cazul unei fundații de suprafață pe radier general și în cazul unei fundații pe piloți scurți (fig. 7.21) arată că, în esență, același volum de pămînt compresibil este solicitat în ambele cazuri. De fapt, grupul de piloți poate avea chiar tasări mai mari decît cele ale radierului, datorită reconsolidării pămîntului ridicat în sus și tulburat prin batere. Majoritatea argilelor normal consolidate prezintă însă odată cu mărirea adîncimii, o creștere a rezistenței la tăiere și o descreștere a compresibilității. Prin urmare în cazul unui grup de piloți lungi (fig. 7.21, *c*) eforturile sînt transmise unui pămînt situat mai adînc și mai puțin compresibil și tasările construcției vor fi în mod corespunzător mai mici. Pentru fundarea unor clădiri înalte pe malul fluviului Galben la Shanghai, unde pînă la circa 300 m adîncime se găsesc argile compresibile, s-au folosit piloți care rămîneau cu întreaga fișă în pămînt moale și compresibil. Înainte de război clădirile erau construite pe piloți cu conicitate din lemn (brad chinezesc) dispuși la distanțe mici. Deoarece piloții erau scurți în raport cu lățimea structurii, iar compresibilitatea argilelor era mare, este probabil, după cum arată Clarke [7.31], că forța arhimedică datorită materialului piloților a fost un factor important în împiedicarea cedării grupurilor de piloți.

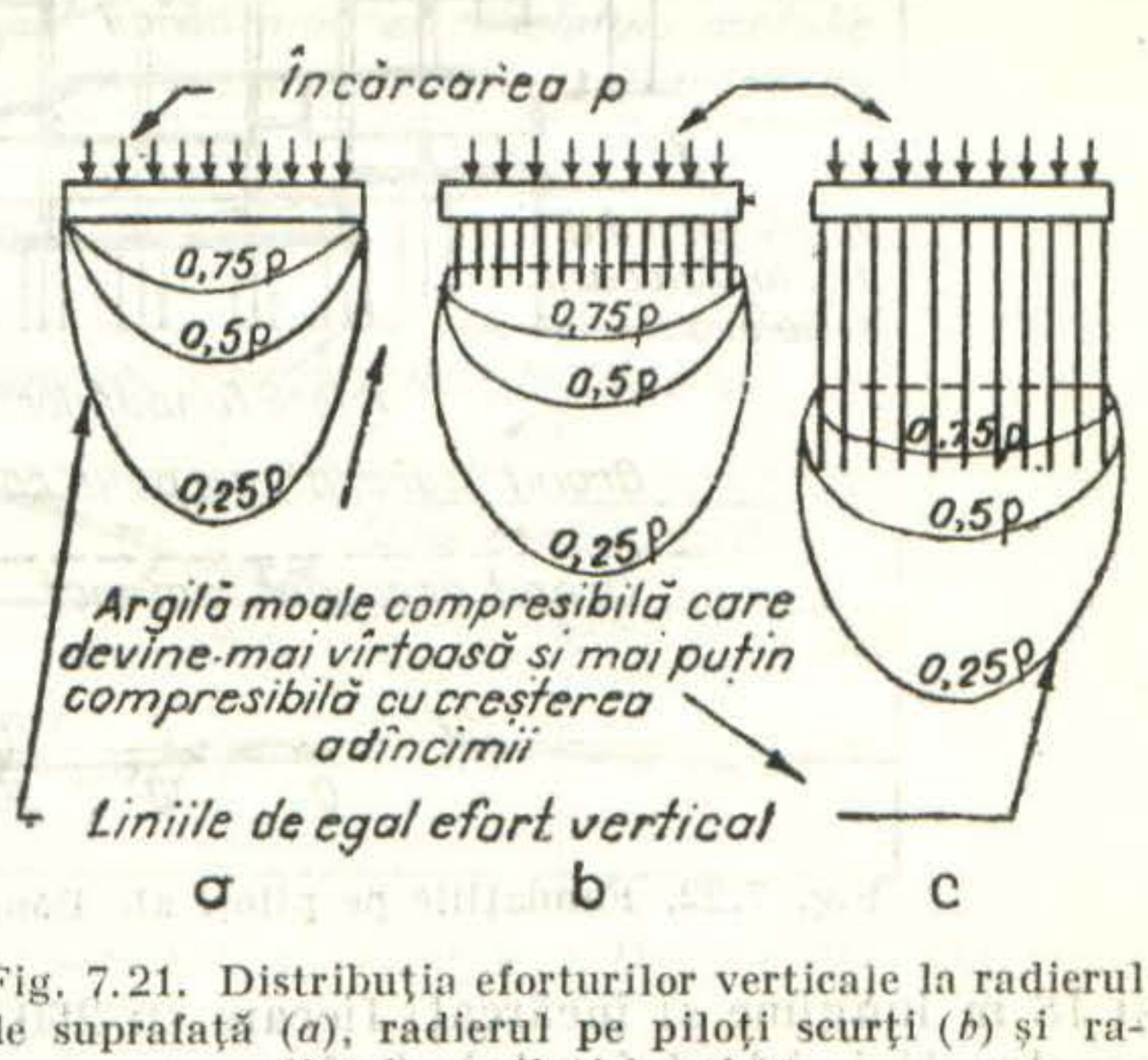


Fig. 7.21. Distribuția eforturilor verticale la radierul de suprafață (*a*), radierul pe piloți scurți (*b*) și radierul pe piloți lungi (*c*).

După cum arată Zeevaert [7.32], în argilele lacustre vulcanice foarte compresibile din orașul Mexico s-au folosit piloți lungi portanți. Clădirea Azteca, avînd o greutate totală de 79 500 kN, s-a construit cu un subsol de 6 m adîncime, care a reprezentat o descărcare de 57 900 kN; cei 21 600 kN rămași au fost preluați de 83 piloți de beton armat avînd 40 cm diametru

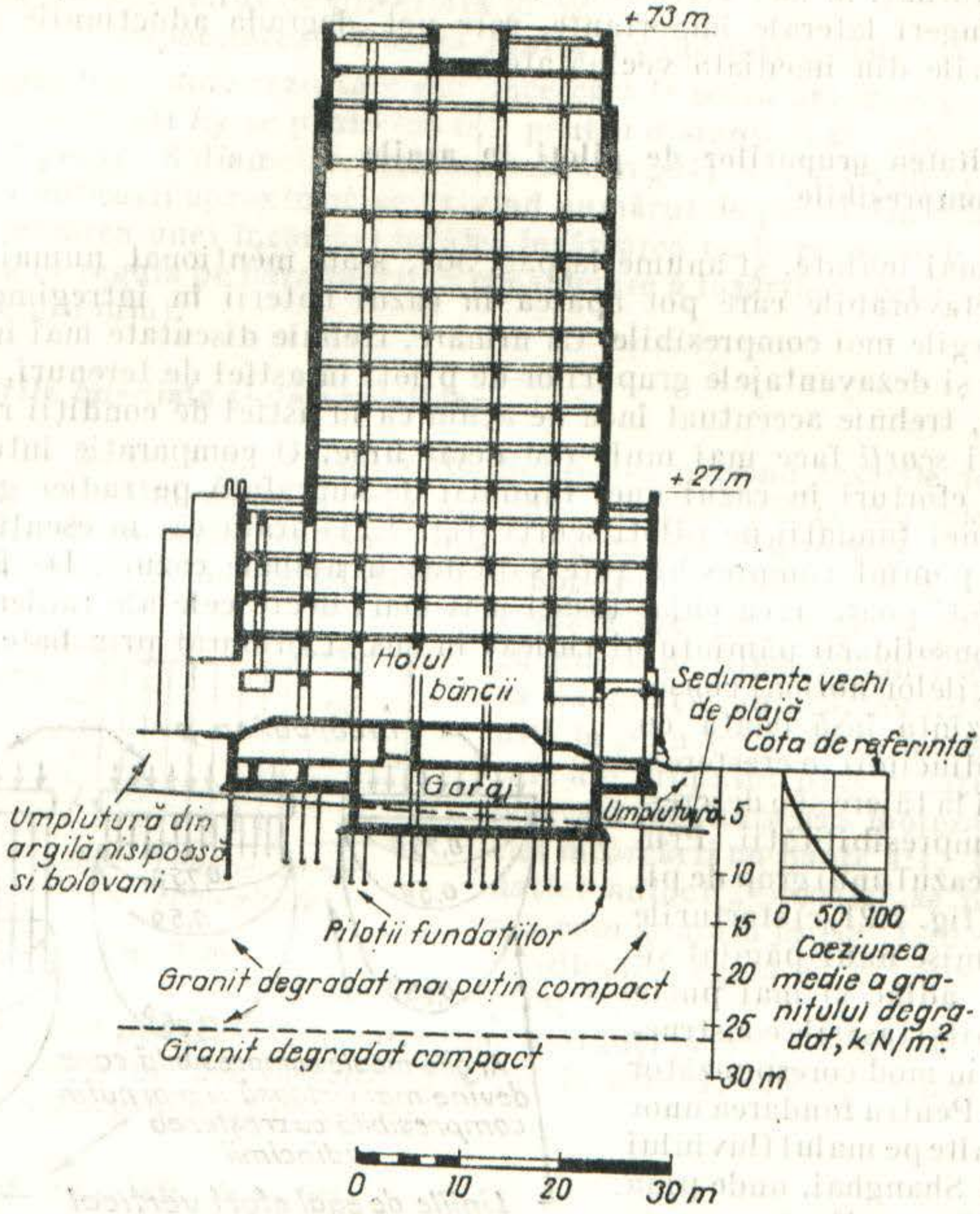
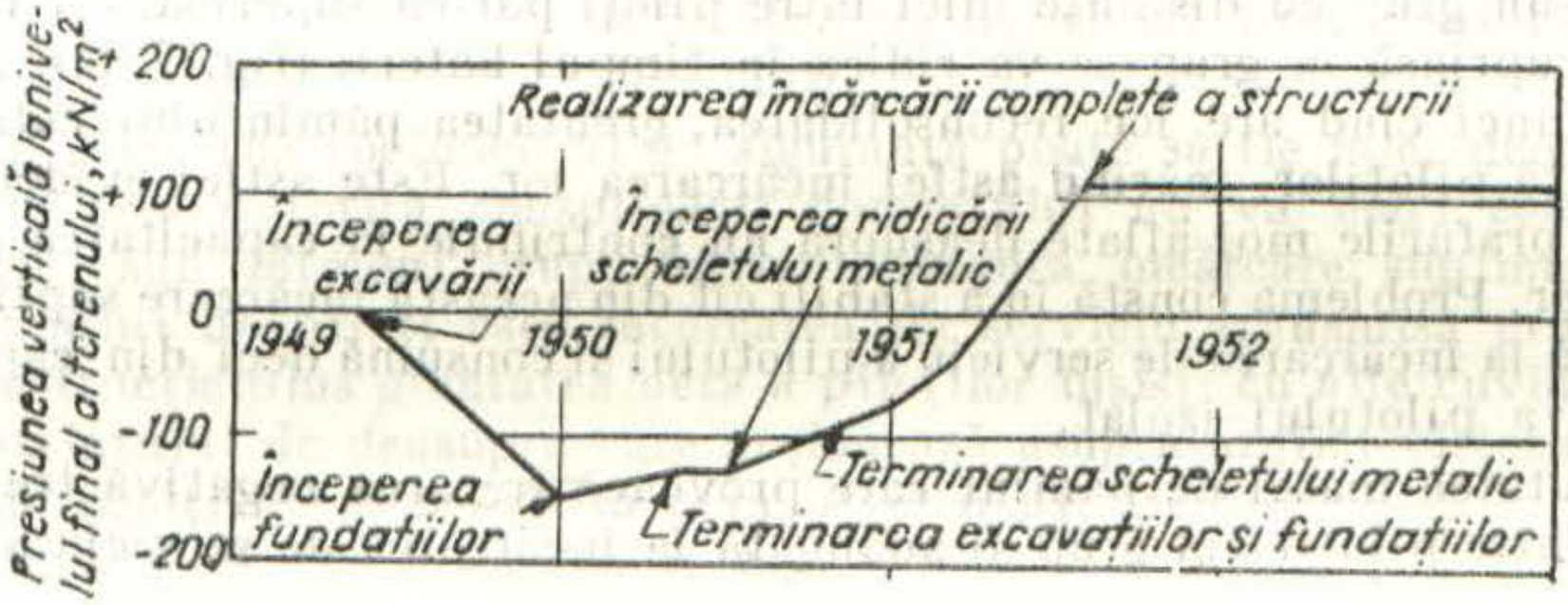


Fig. 7.22. Fundațiile pe piloți ale Băncii Chinei din Hong Kong.

și 18 m lungime și încărcați fiecare cu 260 kN. La 10 luni după terminarea construcției și la doi ani de la începerea încărcării, tasărilor observate au fost de 20 cm față de cele calculate de 25 cm. Tasările calculate pentru 8 ani au fost puțin peste 30 cm. Tasările observate și estimate au reprezentat aproximativ numai jumătate din tasările calculate de Zeevaert pentru o fundație cu subsol, dar fără piloți.

Un exemp lu similar de reducerea tasării, ca urmare a prevederii unei fundații cu subsol pe piloți, este fundația Băncii Chinei din Hong Kong [7.33]. Fora-

jele au arătat că sub un strat de umplutură și bolovani se găsește un granit degradat extins pe 30 m adîncime sub nivelul terenului (fig. 7.22). Granitul descompus avea caracteristicile unei argile nisipoase de plasticitate medie. Aproape de suprafață acest strat era mai moale și compresibil, dar pe măsura creșterii adîncimii el devenea mai vîrtos și mai puțin compresibil. S-a prevăzut un subsol, care micșora presiunea netă pe baza infrastructurii la circa 190 kN/m², dar coeficientul de siguranță al argilei la ruperea prin tăiere era foarte scăzut și calculele au arătat că pot apărea tasări de ordinul a 15 cm. Diferențele de tasări, între turnul central cu 16 etaje și aripile laterale cu 5 etaje, ar fi fost excesive și în plus înălțimea liberă a accesului la un garaj subteran din subsol era strict limitată, iar din acest punct de vedere tasarea totală era excesivă. În consecință, s-a recomandat fundarea pe piloți cu scopul de a transmite încărcarea fundației la pămîntul mai puțin compresibil din adîncime. Din cauza existenței în masa de granit degradat a unor bolovani din material mai rezistent, nu era posibil să se bată piloți lungi pînă



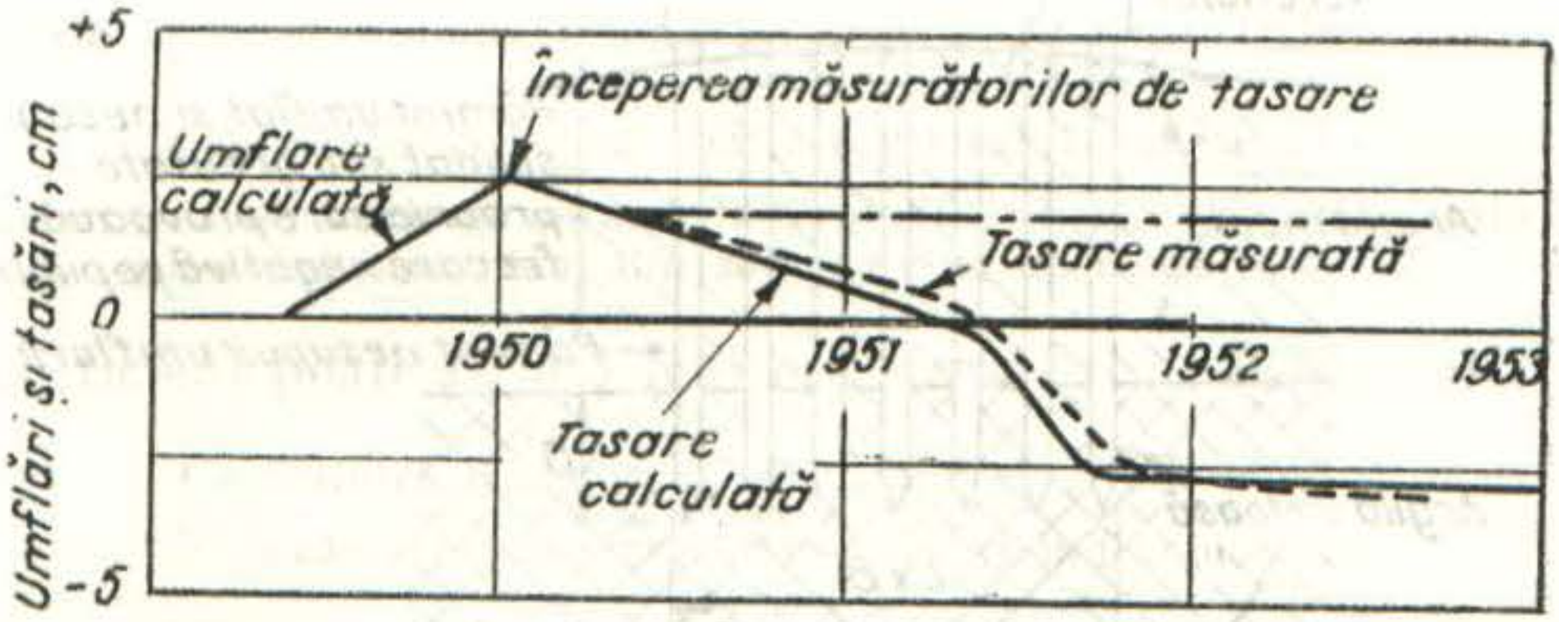


Fig. 7.23. Încărcarea fundației și tasările observate și calculate la Banca Chinei din Hong Kong.

la patul stîncos, așa că s-au prevăzut 350 piloți bătuți și turnați în loc (tip Franki). Adîncimea medie a piloților a fost de circa 12 m sub nivelul cel mai coborît al suprafeței terenului sau 4 m sub nivelul de batere de la baza excavației subsolului. În fig. 7.23 sînt date înregistrările observațiilor de tasare, împreună cu curba tasării în timp evaluată pe baza încercării în laborator a probelor de pămînt.

Tasarea finală totală pentru fundaţia cu lăţime de 43 m era de circa 12 ori tasarea unui pilot încercat sub aceeaşi încărcare moartă de 950 kN pe pilot. Tasarea netă (adică tasarea totală mai puţin tasarea considerată a fi produsă de reconsolidarea terenului după punerea înapoi a unei încărcări echivalente cu greutatea pămîntului scos prin excavarea subsolului) a fost de circa 6,5 ori mai mare decît cea a pilotului sub o încărcare medie de 950 kN. Încărcarea maximă de lucru (din încărcarea permanentă *plus* cea utilă şi *plus* vîntul) pe oricare din piloţi a fost de 1 400 kN. Pilotul încercat a rezistat la o încărcare totală de 2 000 kN, prezentînd o tasare de numai 1,1 cm.

Grupuri de piloţi bătuţi în argile şi prafuri moi situate peste argile vîrtoase

Într-un grup cu distanţe mici între piloţi partea superioară a masei de pămînt cuprinsă în grup se va ridica în timpul baterii (fig. 7.24). Prin urmare, atunci cînd are loc reconsolidarea, greutatea pămîntului ridicat este transferată piloţilor, mărind astfel încărcarea lor. Este astfel evident că argilele şi prafurile moi aflate deasupra nu contribuie la capacitatea portantă a piloţilor. Problema constă în a stabili cît din această încărcare suplimentară se adaugă la încărcarea de serviciu a pilotului şi consumă deci din capacitatea portantă a pilotului izolat.

Greutatea masei de pămînt care provoacă frecarea negativă trebuie împărţită între piloţii din grup şi adăugată la încărcarea de serviciu a fiecărui

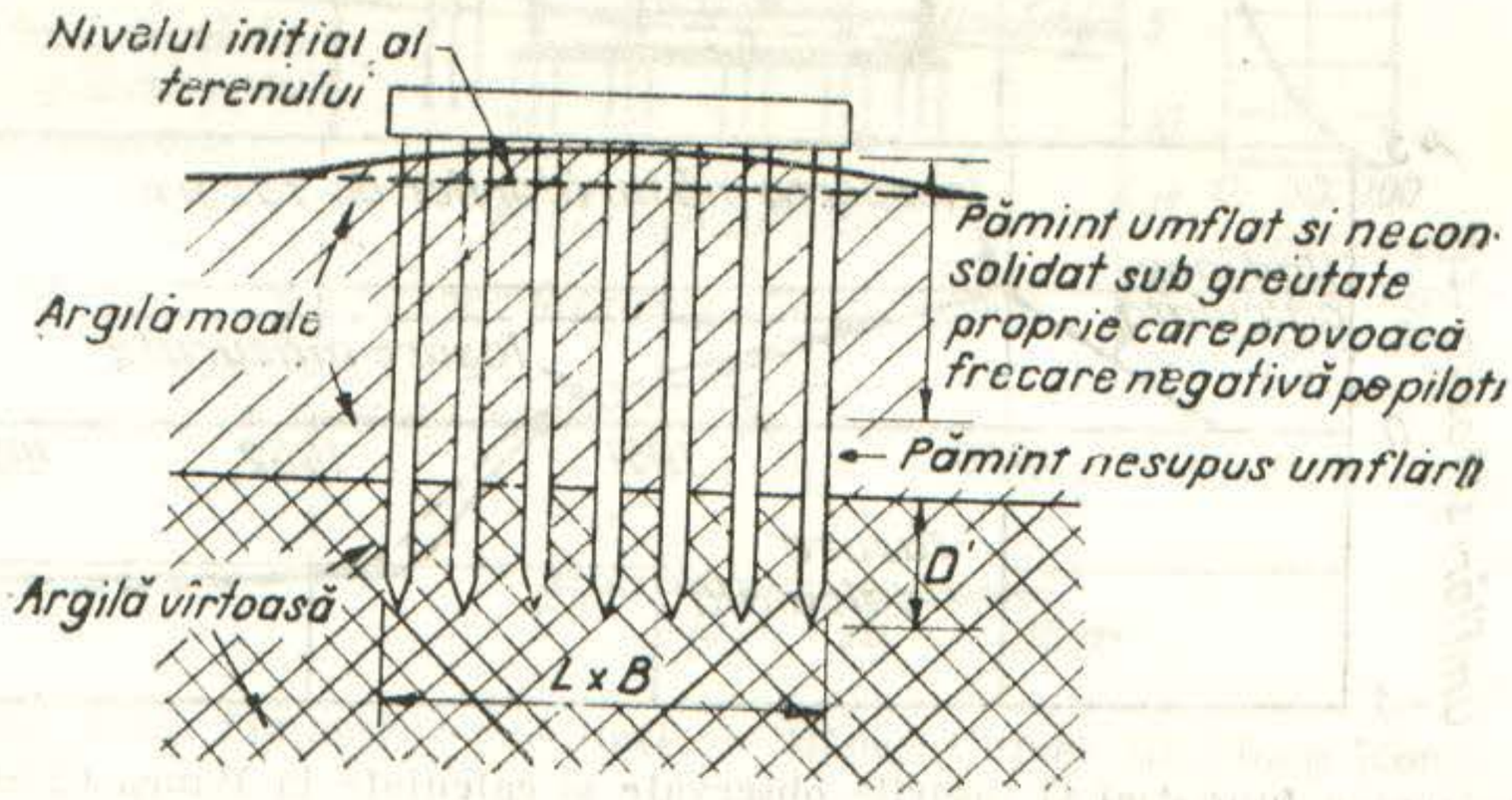


Fig. 7.24. Efectele umflării asupra grupului de piloţi bătuţi în argilă.

pilot. Încărcarea totală nu trebuie să depăşească capacitatea portantă limită a pilotului izolat, aşa cum rezultă din calcul sau din încărcarea de probă şi considerînd un coeficient de siguranţă nu prea mare. Dacă tasarea pilotului individual sub încărcarea totală nu este prea mare poate fi acceptat un coeficient de siguranţă mai mic decît 2. Trebuie ţinut seamă de faptul că frecarea negativă a oricărui pilot individual din grup, provocată de consolidarea

pămîntului din jurul pilotului, nu va fi mai mare decît poate fi preluat prin frecarea laterală pe corpul pilotului, adică aria suprafeţei pilotului înfipt în argila moale, multiplicată cu adeziunea corespunzătoare rezistenţei la tăiere a argilei moi (v.fig 7.10). De asemenea, la considerarea antrenării în jos a unui pilot individual trebuie avut în vedere că o umflare şi reconsolidare, suficiente pentru a provoca frecare negativă, poate avea loc numai în partea superioară a pilotului (v. fig. 7.14). Trebuie calculat de asemenea coeficientul de siguranţă al întregului grup de piloţi sub încărcarea de serviciu plus greutatea masei de argilă moale în curs de consolidare. Capacitatea portantă a grupului este dată de:

$$Q_u = 2D'(B+L) \times c + cN_c \times B \times L \qquad (7.16)$$

unde D' este adîncimea de pătrundere în stratul de argilă vîrtoasă.

Coeficientul de siguranţă = Q_u (Încărcarea totală pe grupul de piloţi + Încărcarea transmisă prin consolidarea argilei moi).

Şi în acest caz coeficientul de siguranţă poate să fie mic, deoarece frecarea negativă datorită consolidării pămîntului nu va mări consolidarea pămîntului sub întregul grup, întrucît singura încărcare suplimentară la baza grupului de piloţi este încărcarea de serviciu transmisă grupului de către construcţie plus greutatea netă a piloţilor înşişi; cu alte cuvinte, greutatea pămîntului de deasupra care acţionează asupra argilei vîrtoase de sub grupul de piloţi nu este mărită prin baterea piloţilor.

Metoda constă în următoarele faze:

a) Pentru calculul capacităţii portante a piloţilor individuali din grup sau a întregului grup, se neglijează complet efectul de portanţă al argilei moi.

b) Trebuie aplicat un coeficient de siguranţă raportului:

$$\frac{\text{Capacitatea portantă limită a pilotului individual}}{\text{Încărcarea de lucru pe pilotul individual + Încărcarea transferată pilotului individual din suprasarcina de consolidare.}}$$

Acest coeficient poate fi însă mai mic decît cel utilizat pentru raportul:

$$\frac{\text{Capacitatea portantă limită a pilotului individual}}{\text{Încărcarea de serviciu pe pilotul individual}}$$

c) Trebuie de asemenea aplicat un coeficient de siguranţă raportului:

$$\frac{\text{Capacitatea portantă limită a gupului de piloţi}}{\text{Încărcarea curentă pe grup + Încărcarea transferată grupului de piloţi din suprasarcina de consolidare}}$$

Coeficientul de siguranţă trebuie şi de data aceasta să fie mai mic decît cel folosit pentru raportul:

$$\frac{\text{Capacitatea portantă limită a grupului de piloţi}}{\text{Încărcarea de lucru pe grupul de piloţi.}}$$

Piloți în grup înfipți într-un strat consistent sub care se găsește o argilă compresibilă

Cazul clădirilor complexului M.I.T., descris mai înainte, este un exemplu al pericolelor ce pot surveni prin oprirea piloților într-un strat vîrtos, relativ subțire, sub care se găsește o argilă compresibilă. Dacă există astfel de con-

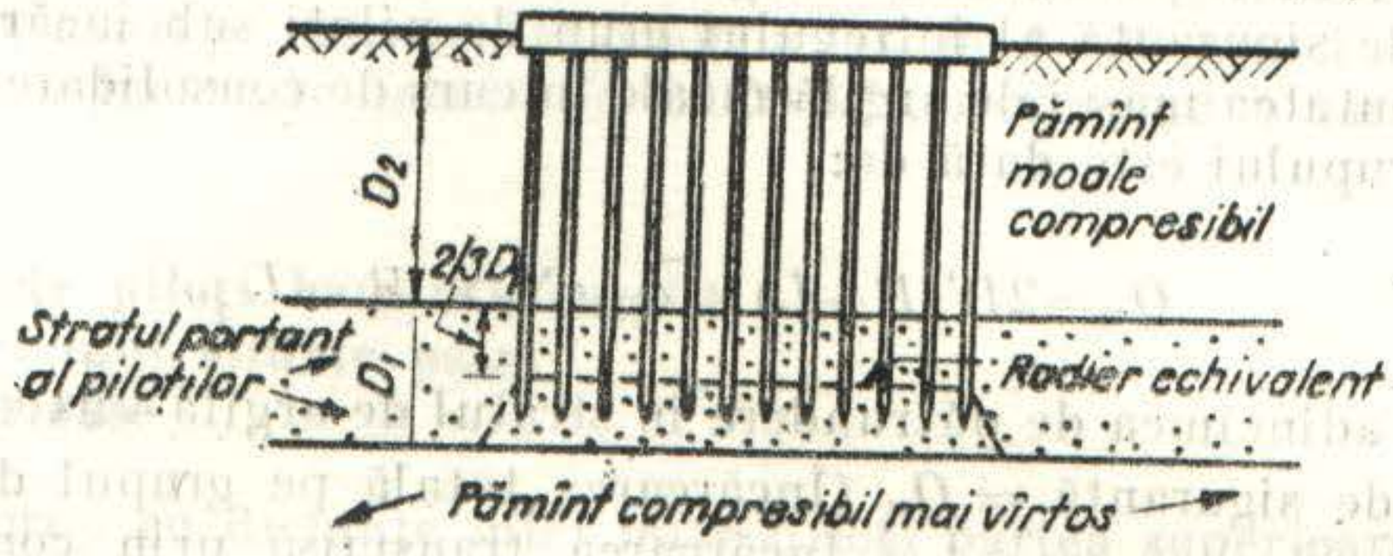


Fig. 7.25.

diții, stabilitatea și tasările de consolidare ale întregului grup trebuie calculate în ipoteza că grupul de piloți reprezintă o fundație pe radier avînd baza la două treimi din lungimea piloților (fig. 7.20). Dacă piloții sînt bătuți prin depozite grase și moi și pătrund relativ puțin într-un strat de nisip sau argilă vîrtoasă, radierul echivalent trebuie considerat la două treimi din adîncimea de penetrare în stratul portant $\left(\frac{2}{3} D_1\right)$ plus adîncimea depozitelor moi (D_2), așa cum se arată în fig. 7.25.

Această metodă este aplicabilă atît piloților bătuți cît și celor forați.

Piloți în grup situați în teren de umplutură

În cazul piloților în grup bătuți sau forați într-o umplutură care nu a fost consolidată sub acțiunea greutății sale proprii sau a încărcării de la suprafață, așa cum se arată în fig. 7.26, *a*, greutatea întregii mase de umplutură, limitată de piloții marginali ai grupului, va fi transferată piloților. Acolo unde sub umplutură se găsește un strat compresibil (fig. 7.26, *b*) la greutatea umpluturii de deasupra trebuie adăugată greutatea acelei părți a stratului moale cuprins între grupul de piloți de la care deplasarea în jos este suficientă ca să provoace frecarea negativă, deoarece umplutura produce consolidarea argilei moi, rezultînd o frecare negativă suplimentară.

Astfel, în fig. 7.26, *a*, încărcarea totală a grupului de piloți la nivelul stratului portant va fi:

$$Q_1 = \text{Încărcarea de serviciu} + L \times B \times \gamma' D' \qquad (7.17)$$

unde: γ' este greutatea volumică a umpluturii;

D' — adîncimea porțiunii din umplutură a cărei tasare este suficientă ca să provoace frecare negativă.

În fig. 7.26, *b* încărcarea totală a grupului de piloți la nivelul stratului portant va fi:

Q_2= Încărcarea de serviciu $+ L \times B \times \gamma' D' + L \times B \times \gamma'' D''$ (7.18)

unde: γ'' este greutatea volumică a stratului moale;

D'' — adîncimea porțiunii din stratul moale a cărei tasare este suficientă pentru a provoca frecare negativă.

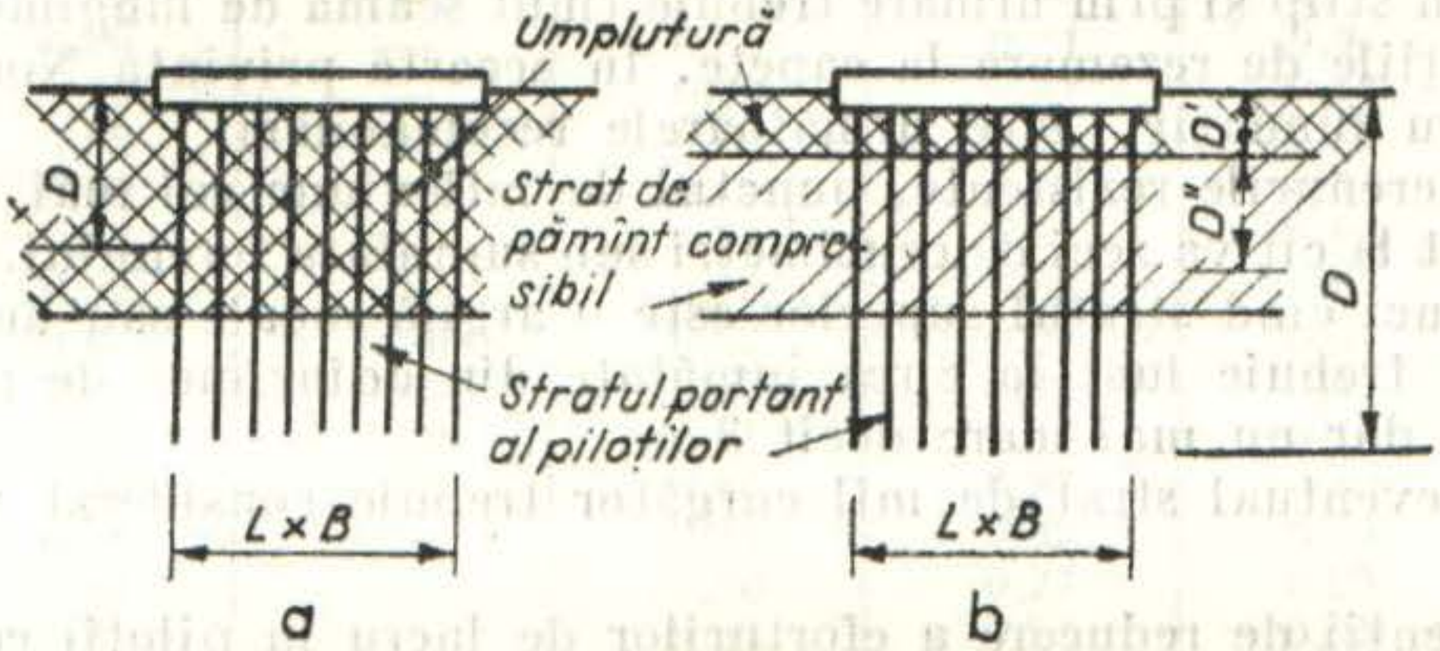


Fig. 7.26. Grupuri de piloți în teren de umplutură.

Încărcarea totală a grupului de piloți nu va depăși totuși frecarea laterală limită pe piloți în umplutură și argilă moale, adică:

Q_2 nu va depăși încărcarea de serviciu $+ S_1 f' + S_2 f''$ (7.19)

unde: S_1 este suma suprafețelor laterale ale piloților cuprinse în umplutură;

S_2 — suma suprafețelor laterale ale piloților cuprinse în argila moale;

f' — frecarea laterală dintre umplutură și piloți;

f'' — frecarea laterală dintre argila moale și piloți.

Tasarea de consolidare a stratului portant, datorită încărcărilor impuse de grupul de piloți, trebuie calculată luînd în considerare încărcarea de serviciu a grupului plus încărcarea maximă transferată piloților numai de către umplutură. Astfel, după cum rezultă din fig. 7.26, *b*, nu există o creștere a greutății stratului moale care să provoace o încărcare suplimentară pe stratul portan. Singurele încărcări suplimentare care provoacă tasarea stratului portant sînt încărcările de serviciu ale grupului plus greutatea umpluturii. Aceasta presupune că umplutura este de dată recentă și nu a avut timpul să provoace consolidarea apreciabilă a straterelor de dedesubt.

Problema frecării laterale negative datorită consolidării umpluturii se pune atît pentru piloții bătuți cît și pentru cei forați. Aceste probleme nu apar însă în cazul cînd piloții sînt duși prin umplutură pînă la un strat incompresibil, cum ar fi o rocă stîncoasă sau un nisip sau pietriș foarte îndesat. În aceste cazuri piloții nu se pot tasa, umplutura în curs de consolidare alunecă pe lîngă piloți, iar greutatea ei este preluată de stratul incompresibil de dedesubt. Nu trebuie totuși neglijat efectul de frecare negativă exercitat asupra pilotului, considerat ca un element de rezistență.

Proiectarea piloților încărcați axial considerați ca stîlpi

Pentru calculul de rezistență, piloții înfipți în întregime în pămînt nu trebuie considerați sub forma unor stîlpi înalți. Acolo unde o porțiune din ei rămîne deasupra terenului, ca în cazul jetelelor de chei sau a estacadelor pe piloți, partea situată deasupra terenului sau patului albiei trebuie considerată ca un stîlp și prin urmare trebuie ținut seamă de lungimea sa efectivă și de condițiile de rezemare la capete. În această privință Normativul britanic pentru fundații* face următoarele recomandări:

a) În terenurile rezistente, punctul de inflexiune cel mai coborît poate fi considerat la cîțiva zeci de centimetri sub suprafața terenului.

b) Atunci cînd stratul superior este o argilă moale sau un praf moale, acest punct trebuie luat la circa jumătate din adîncimea de pătrundere în acest strat, dar nu mai mare decît 3 m.

c) Un eventual strat de mîl curgător trebuie considerat ca și cînd ar fi apă.

Coeficienții de reducere a eforturilor de lucru în piloții ce lucrează ca stîlpi sînt dați în tabelul 7.2, în funcție de raportul dintre lungimea efectivă și raza minimă de girație.

Piloți solicitați la smulgere

În anumite situații, cum ar fi structurile supuse unor momente considerabile de răsturnare, ca de exemplu coșuri înalte, turnuri de transmisie, jetele etc., piloților li se cere să reziste la forțe de smulgere. Rezistența la smulgere este dată de frecarea dintre pilot și terenul din jur; ea poate fi mărită, în cazul piloților forați, prin lărgirea bazei piloților sau prin crearea de bulbi, ca în cazul pilotului bătut și turnat în loc. Un pilot înșurubat prezintă de asemenea o rezistență mare la smulgere, deoarece ruperea trebuie să fie precedată de antrenarea unui masiv de pămînt situat deasupra suprafeței elicoidale.

Metodele de calcul ale frecării mobilizate pentru a rezista la smulgere sînt exact la fel ca cele folosite pentru piloții comprimați. Atunci însă cînd solicitările de smulgere ale piloților cer mobilizarea unor frecări laterale apropiate de valorile limită, este recomandabil să se efectueze încercări de smulgere pe piloți la scară naturală, pentru a se verifica existența unei siguranțe suficiente împotriva extragerii pilotului din teren. Rezistența la smulgere, ca urmare a frecării laterale exercitate de nisipuri și pietrișuri, va fi redusă și trebuie chiar neglijată, dacă piloții au o fișă relativ scută sau sînt supuși vibrațiilor. Jetelele și platformele debarcaderelor sînt supuse unor forțe laterale datorite vaselor legate la chei și acțiunii valurilor. Dacă aceste forțe sînt transmise piloților, mișcarea laterală rezultată pentru partea superioară a fișei piloților poate afecta în cea mai mare parte frecarea laterală; de exem-

---

* The Code of Practice for Foundations.

Tabelul 7.2

Coeficienți de reducere pentru piloții lucrînd ca stîlpi

Raportul dintre lungime și raza minimă de inerție	Lemn (1)	Beton armat (2)	Oțel prevăzut în B.S.15* (3)	Oțel prevăzut în B.S.548 (3)	Oțel prevăzut în B.S.968 (3)	Fontă (4)
0	1,00	—	1,00	1,00	1,00	1,13
10	0,98	—	0,95	0,94	0,94	0,94
20	0,95	—	0,89	0,87	0,88	0,80
30	0,93	—	0,84	0,81	0,82	0,64
40	0,89	—	0,78	0,75	0,75	0,50
50	0,82	1,00	0,73	0,68	0,69	0,39
60	0,72	0,88	0,68	0,62	0,63	0,31
70	0,61	0,76	0,62	0,56	0,57	—
80	0,50	0,67	0,57	0,49	0,51	—
90	0,41	0,59	0,51	0,43	0,44	—
100	0,34	0,52	0,46	0,37	0,38	—
110	0,28	—	0,41	0,32	0,33	—
120	0,24	—	0,36	0,27	0,29	—
130	0,21	—	0,32	0,24	0,25	—

(1) CP 112**: The structural use of timber in buildings (Folosirea lemnului în elementele de rezistență ale clădirilor).

(2) CP 114: The structural use of normal reinforced concrete in build ings (Folosirea betonului armat obișnuit în elementele de rezistență ale clădirilor).

(3) CP 113: The structural use of steel in buildings (Folosirea oțelului în elementele de rezistență ale clădirilor).

(4) Recomandare a Asociației britanice de cercetări a fontei.

* B.S. — British Standard — standard britanic.
** CP — Cod of Practice — normativ britanic.

plu, la piloții înfipți în argile vîrtoase poate avea loc o ovalizare a găurii pilotului. O astfel de reducere progresivă a rezistenței la smulgere datorită frecării laterale nu va fi sesizată prin încercări de extragere a piloților efectuate la scurt timp după batere; prin urmare, la piloții solicitați de forțe orizontale și la smulgere trebuie adoptat un coeficient de siguranță acoperitor.

Unii proiectanți nu manifestă nici un fel de încredere în capacitatea piloților cu secțiune variabilă de a rezista la smulgere. Această poziție prudentă este justificată atunci cînd este vorba de piloți cu suprafața laterală netedă, bătuți numai în nisip sau pietriș; Mortensen [7.34] a stabilit însă prin încercări pe model și la scară naturală că piloții cu secțiune variabilă bătuți în argile prezintă o rezistență la smulgere cu 50% mai mare decît aceea a unor piloți cu secțiune constantă.

Piloți de ancorare în stîncă

Piloții bătuți pînă la stîncă, deși prezintă o capacitate portantă ridicată, pot avea o rezistență scăzută la smulgere atunci cînd sînt înfipți în materiale moi sau afînate și pătrund puțin în stîncă. Astfel, dacă un pilot este bătut într-o rocă tare numai pe cîțiva decimetri, materialul din jurul

pilotului va fi atît de sfărîmat încît rezistența la smulgere va fi neglijabilă și se va datora aproape în exclusivitate frecării în detritus și în pămînturile de deasupra. Rezistența la smulgere poate fi mărită prin realizarea unui gol de diametru mare, adînc în rocă, și betonarea sa ulterioară; în cazul piloților tubulari, al celor casetați sau al piloților forați, prin forarea unui gol adînc în rocă la baza pilotului, urmată de betonarea unor bare sau cabluri din fire de oțel de mare rezistență, coborîte în gaura forată, se poate mări rezistența la smulgere (fig.7.27).

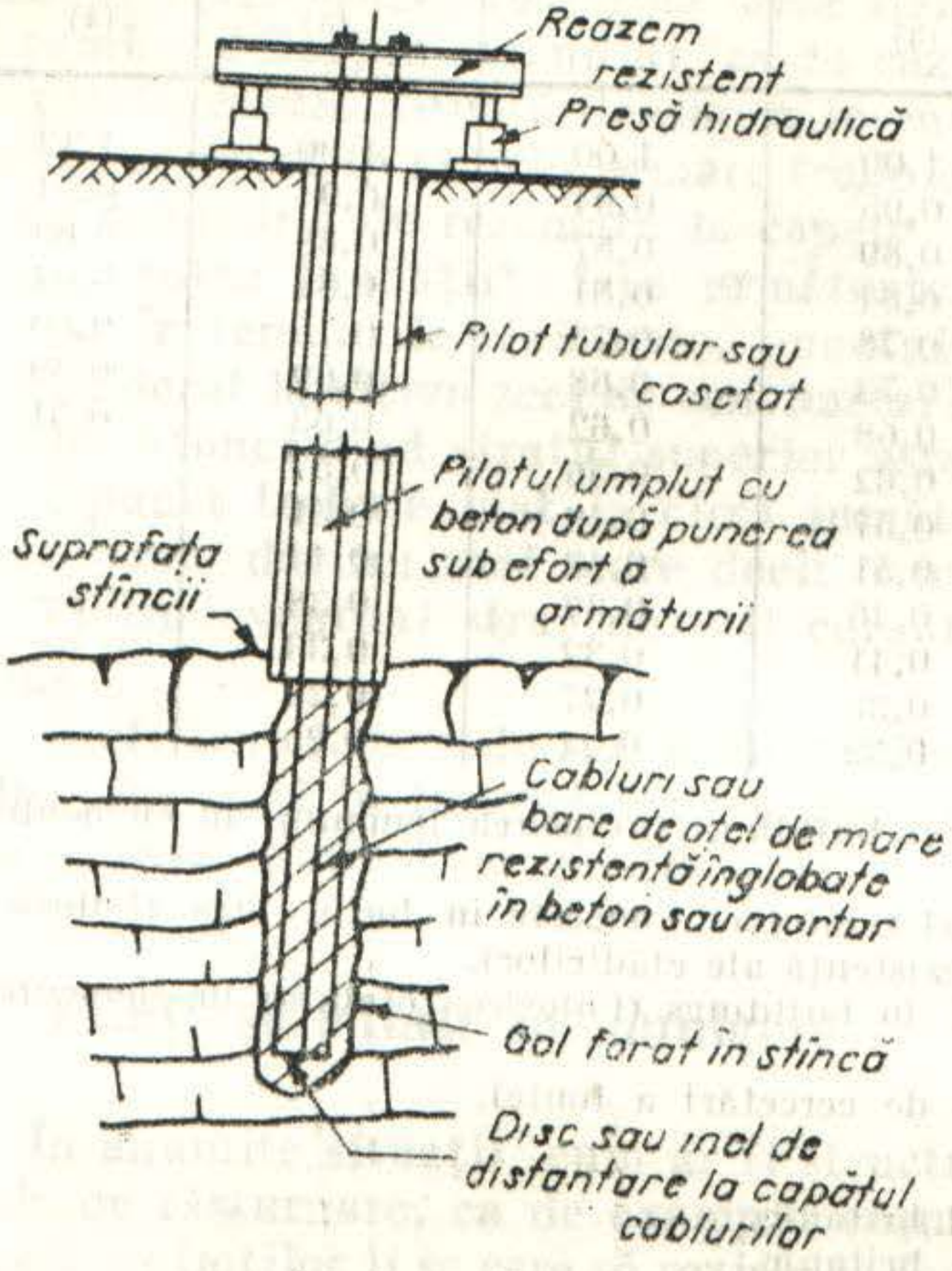


Fig. 7.27. Ancoraj precomprimat pentru un pilot întins.

Rezistența la smulgere a unui astfel de ancoraj este dată de:

a) rezistența la întindere a barelor sau cablurilor de ancoraj;

b) aderența dintre bare sau cabluri și betonul sau mortarul care le înconjoară;

c) aderența dintre beton sau mortar și roca din jur;

d) greutatea proprie (sau submersată, dacă ancorajul se găsește sub nivelul apei) a unui con de stîncă, care poate fi ridicat de ancoraj dacă cedarea nu are lor din cauzele arătate la pct. (a), (b) sau (c). Forma caracteristică a conului de rupere al unui singur pilot de ancoraj este arătată în fig. 7.28, *a*.

Rezistența la smulgere definită la pct. (a), (b) sau (c), poate fi determinată experimental sau prin calcule bazate pe cunoașterea proprietăților oțelului, betonului sau mortarului. Dacă suprafața barei de ancoraj este profilată, sau dacă bara are un cîrlig sau o placă de capăt la partea inferioară, atunci teoretic smulgerea nu poate avea loc prin cedarea mortarului. Încercări făcute de firma autorului arată însă că în aceste condiții au loc cedări de aderență între oțel și mortar, prin curgerea plastică a mortarului în jurul plăcii sau prin smulgerea barelor. Acest tip de cedare are loc mai înainte de apariția unei cedări între mortar și rocă. Aderența la rupere între barele drepte și mortar a fost de ordinul a 15 daN/cm² și ajungea în cazul barelor profilate la 40 daN/cm². Aceste rezultate arată că pentru barele de ancoraj prevăzute cu un ochi sau placă de prindere, se poate admite cu suficientă siguranță o aderență de 7 daN/cm². Pentru barele înglobate în beton vor trebui respectate cerințele normale de proiectare privind înzidirea. În ceea ce privește evaluarea unghiului și adîncimii conului (d), în vederea calculului greutății proprii, aceasta este o problemă de raționament bazat pe experiență. Un semiunghi de 30° este în general acoperitor; forma conului depinde însă de friabilitatea,

stratificația, planele de fisurare și unghiul de înclinare a rocii. Este puțin probabil ca într-o rocă densă și omogenă să aibă loc smulgerea unui con, deoarece rezistența la tăiere de-a lungul suprafeței conului este mare. În schimb, acest tip de cedare poate avea loc într-o stîncă puternic fisurată sau sfărîmată. Acolo unde smulgerea ancorajului reprezintă un factor esențial pentru proiectare, este recomandabil să se verifice pe șantier ipotezele de proiectare, prin încercări de smulgere la scară naturală. Adaptarea de ancoraje preîntinse pentru piloți reprezintă un mijloc valabil de verificare a capacității portante a fiecărui ancoraj individual, deoarece cu ajutorul unor prese la capătul pilotului poate fi aplicată o încărcare de preîntindere cel puțin egală cu încărcarea maximă de smulgere.

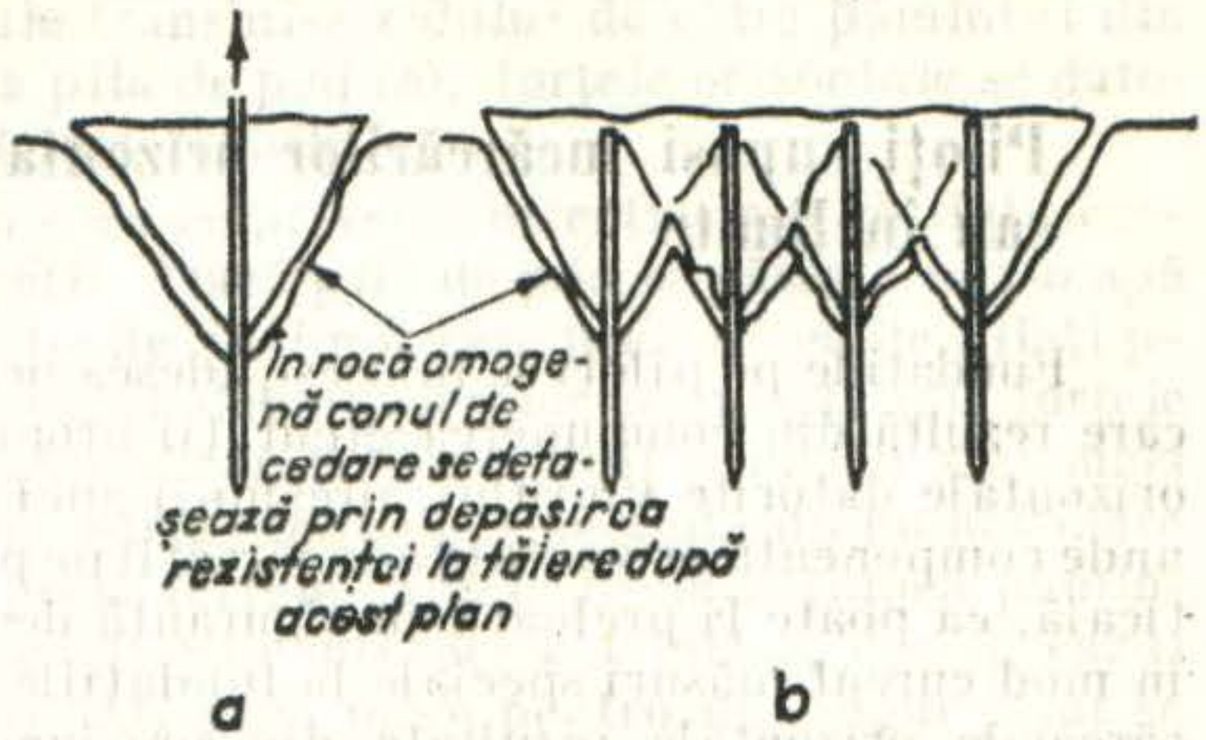


Fig. 7.28. Cedarea piloților ancorați datorită ridicării unei porțiuni conice din stîncă:
a — pilot izolat; *b* — grup de piloți.

Un dezavantaj al ancorajului cu bară sau cablu preîntins, în special la lucrările marine, îl constituie pericolul de coroziune, Dacă se folosesc piloți tubulari de mare diametru, în golul forat în rocă se introduc secțiuni puternice metalice, cum ar fi bare de mare diametru sau șine de cale ferată, care ulterior se înglobează în beton. Dacă însă golul pilotului este mic, atunci nu există suficientă garanție că betonul va înconjura ancora și se injectează mortar sau lapte de ciment. Injectarea numai a unui lapte de ciment, de consistență potrivită pentru a fi pompat printr-un tub de diametru redus, conduce însă la formarea unui material de rezistență redusă în raport cu cea a betonului.

Dacă ancorajul nu este preîntins, bara sau cablul de ancoraj trebuie să fie extins deasupra pilotului doar pe o înălțime suficientă pentru a se putea dezvolta aderența necesară dintre suprafața internă a pilotului și beton sau mortar. Dacă se folosește însă preîntinderea, atunci cablurile trebuie duse deasupra pilotului pe o înălțime suficientă pentru a permite întinderea lor folosind capul pilotului drept reazem pentru presa hidraulică. Este necesar să se înconjoare cablul cu beton sau mortar de ciment, pentru a-l proteja de coroziune. Dacă există spațiu suficient, atunci cea mai bună metodă ce poate fi folosită este aceea a betonului împins printr-un tub de betonare. O altă metodă constă în a așeza pe întreaga lungime a pilotului un tub perforat, înconjurat de agregate curate monogranulare, de exemplu cu dimensiunile între 6 și 3 cm. Interspațiile între granule sînt umplute apoi prin injectare de lapte de ciment, folosind un tub flexibil, care este coborît pe întreaga adîncime a tubului perforat, după care este extras ușor.

Dacă se folosește un grup de piloți solicitați la smulgere, trebuie avută în vedere posibilitatea ca în rocile puternic fisurate sau sfărîmate să aibă loc o

suprapunere a conurilor de smulgere, iar ancorajele din grup trebuie să fie suficient de adînci pentru a exista siguranța că greutatea conului de rocă ce înconjoară întregul grup de piloți este suficientă (fig. 7.28, *b*).

Smulgerea piloților folosiți drept fundații pentru construcțiile ușoare în zonele cu argile contractile a fost prezentată la pag. 149.

Piloți supuși încărcărilor orizontale sau înclinate

Fundațiile pe piloți se folosesc adesea pentru a prelua încărcările înclinate care rezultă din compunerea greutății proprii asupra structurii și încărcările orizontale datorite vîntului, presiunii apei sau împingerii pămîntului. Acolo unde componenta orizontală a încărcării pe piloți este mică în raport cu cea verticală, ea poate fi preluată cu siguranță de piloți verticali. Astfel, nu se iau în mod curent măsuri speciale la fundațiile pe piloți ale clădirilor, pentru încărcările orizontale rezultate din presiunea vîntului.

În cazul piloților debarcaderelor sau jetelelor care preiau forțele de impact ale vaselor, ale fundațiilor pe piloți de la pilele de pod, ale estacadelor podurilor rulante suspendate, ale coșurilor înalte și ale zidurilor de sprijin compo-

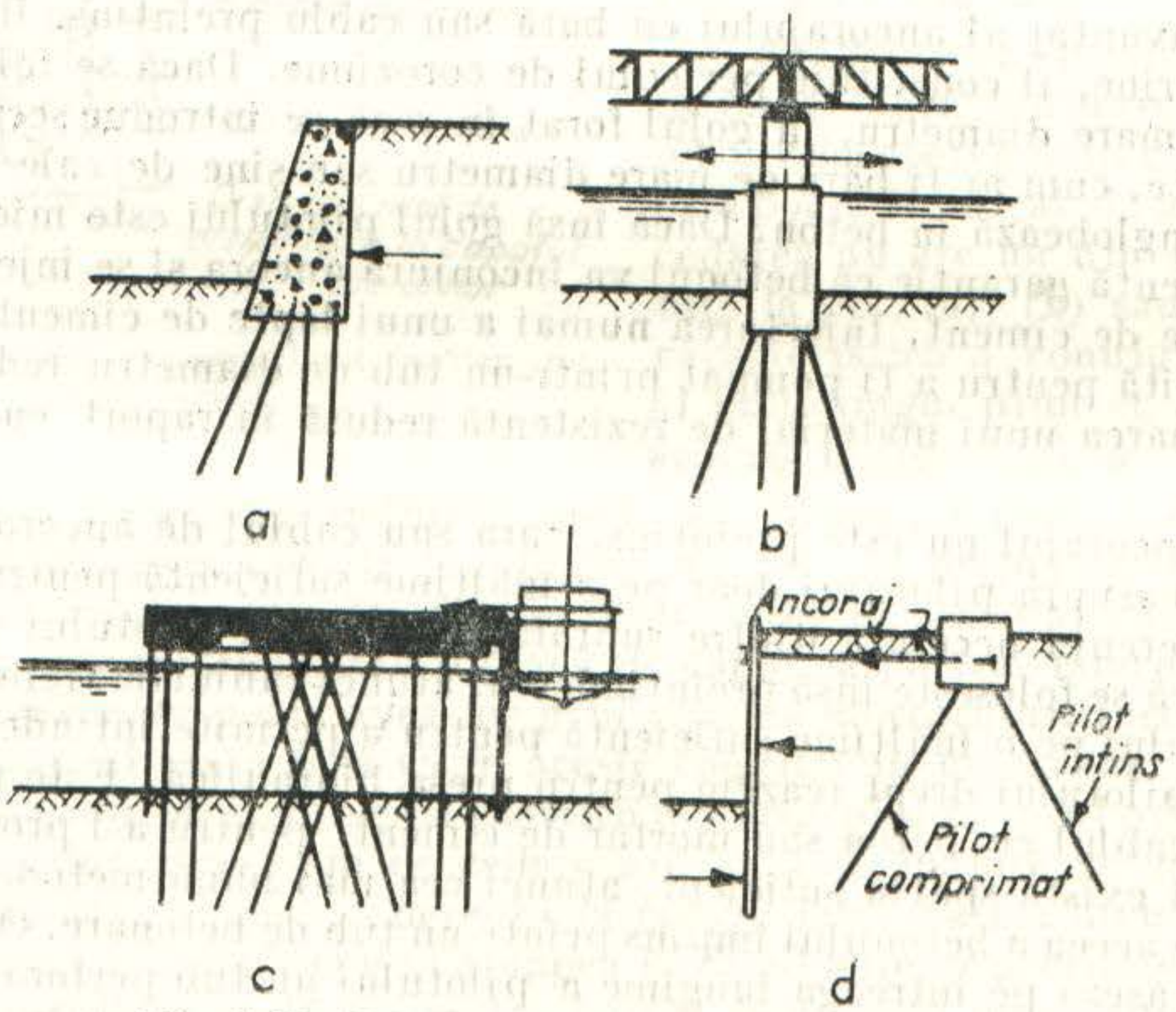


Fig. 7.29. Folosirea piloților înclinați:
a — zid de sprijin; *b* — pilă de pod; *c* — debarcader (mol); *d* — perete de sprijin din palplanșe.

nenta orizontală este însă relativ mare și nu există siguranța că piloții verticali vor rezista la forțele orizontale. Piloții înclinați au o capacitate mult mai mare de a rezista la încărcări orizontale, deoarece o mare parte din componenta

orizontală solicită axial pilotul. În fig. 7.29, *a*—*d*, sînt arătate cîteva dispoziții tipice de piloți înclinați.

În cazul zidului de sprijin (*a*), împingerea pămîntului acționează întotdeauna în aceeași direcție și pentru a prelua împingerea se dispun piloți înclinați pe rîndurile de lîngă fața văzută, în timp ce pentru a prelua greutatea proprie a zidului și forțele verticale transmise zidului de către pămîntul din spate, se prevăd piloți verticali. La pila de pod (*b*), forțele orizontale se datoresc frînării și tracțiunii încărcărilor mobile.

Aceste forțe sînt reversibile în ceea ce privește direcția, așa că sînt necesari piloți înclinați în ambele direcții. Dacă pila de pod se găsește într-o apă adîncă cu curs rapid, presiunile datorite apei pot cere prevederea de piloți pe direcție transversală podului. În cazul debarcaderelor pe piloți (*c*), forțele orizontale datorite impactului vaselor ancorate și acțiunii valurilor sînt mari în raport cu greutatea proprie a suprastructurii și pot necesita un număr mare de piloți înclinați. Tirantul care preia forțele exercitate de acțiunea pămîntului asupra peretelui de palplanșe (*d*) este întotdeauna întins, dar în cazul cînd încărcarea preluată de ancoraj este prea mare pentru un singur pilot se prevăd piloți înclinați după ambele direcții. De asemenea, se prevede un radier puternic pentru a se împotrivi tendinței de ridicare a pilotului înclinat din spate.

Acolo unde încărcările laterale sînt intermitente, ca în cazul piloților debarcaderelor, jetelelor sau al estacadelor de pod, nu trebuie luată în considerare întreaga valoare a frecării laterale atunci cînd se calculează rezistența la încărcări axiale a pilotului. Astfel, atunci cînd în argile vîrtoase sînt bătuți piloți scurți, încovoierea lor repetată va lărgi gaura piloților și va reduce frecarea la o valoare neglijabilă, așa că pentru calculul capacității portante a pilotului la solicitări axiale va fi luată în considerare numai rezistența pe vîrf. Atunci cînd piloții se găsesc în argile moi, prafuri sau nisipuri și pietrișuri, dacă frecvența încărcării este scăzută, pămîntul se va putea strînge parțial în jurul pilotului; rezultă că drept frecare laterală se va putea considera, în cazul argilelor și prafurilor, rezistența la tăiere în stare tulburată, iar pentru nisipuri și pietrișuri trebuie adoptate valori scăzute. Valoarea necesară poate fi stabilită prin încercări de extragere a piloților, frecarea laterală fiind calculată pe baza încărcării necesare pentru a menține o viteză de ridicare constantă a pilotului.

Atunci cînd piloții scurți din argile și prafuri moi sau pămînturi necoezive preiau solicitări dinamice, frecarea laterală va fi neglijabilă, iar pentru a prelua încărcarea axială trebuie să se țină seama doar de rezistența pe vîrf. În cazul piloților lungi pot fi admise pentru frecarea laterală valori mai mari, deoarece vibrațiile sau mișcările de joasă frecvență vor fi, în cea mai mare parte, absorbite în părțile superioare ale piloților.

Rezistența piloților înclinați la încărcările axiale exercitate de solicitările orizontale reprezintă o fază delicată a proiectării, deoarece deplasări mici pot conduce la înclinări apreciabile ale structurii. Baterea piloților cu înclinări de 3:1 sau 4:1 este obișnuită, însă realizarea unor rapoarte mai mici, cum ar fi 2:1, constituie o problemă dificilă, în special în cazul piloților forați sau bătuți și turnați în loc. Prin urmare, este necesar să se prevadă un număr

mare de piloți înclinați puțin abătuți față de verticală. Ori de cîte ori este posibil, piloții înclinați, care preiau solicitări de compresiune, trebuie bătuți pînă la un strat tare, rezistent.

Calculul rezistenței piloților la încărcări înclinate

Rezistența la cedare a piloților supuși la încărcări orizontale este dată de rezistența pasivă a unei pene de pămînt situate în fața piloților (fig. 7.30, *a*); în cazul piloților înclinați apare o rezistență suplimentară dată de frecarea laterală și rezistența pe vîrf (fig. 7.30, *b*). Metodele de calcul ale rezistenței

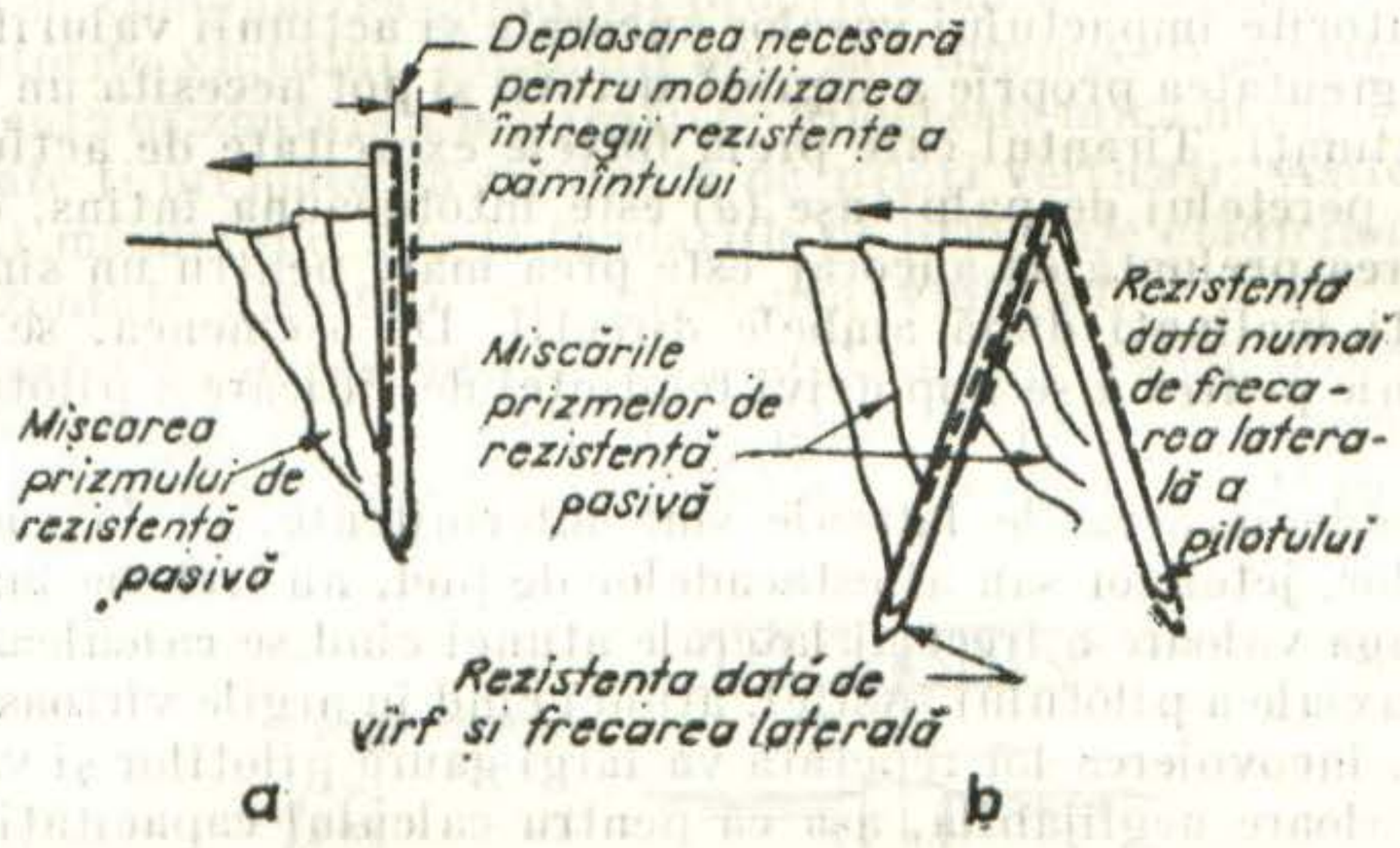


Fig. 7.30. Rezistența piloților la forțe laterale:
a — pilot vertical; *b* — piloți înclinați.

sau săgeții piloților supuși unor încărcări înclinate date sînt descrise de Broms [7.35]. Coeficientul de siguranță cerut este determinat de săgeata orizontală admisibilă pentru suprastructura respectivă. În cazul construcțiilor provizorii sau al zidurilor de sprijin ancorate, mișcările admisibile pot fi destul de mari, dar la astfel de structuri, ca reazemele ancorate ale arcelor de pod sau construcțiile înalte, unde înclinările nu sînt deloc indicate, sînt permise numai deplasări reduse. Săgeata unui pilot sub o încărcare înclinată depinde de elasticitatea și compresibilitatea pămîntului și de rigiditatea sa proprie. Întotdeauna este recomandabil ca ipotezele de proiectare să fie verificate prin încercări de încărcare laterală la scară naturală pe teren. Aceasta se poate realiza în mod simplu și relativ ieftin prin apropierea sau depărtarea a doi piloți. Pentru a obține curbura pilotului se recomandă să se măsoare săgețile în două sau mai multe puncte.

Pentru grupul de piloți verticali arătat în fig. 7.31, componenta verticală V a încărcării pe fiecare pilot, provenită din încărcarea rezultantă R, va fi:

$$V = \frac{W}{n} + \frac{We\bar{x}}{\sum \bar{x}^2} \tag{7.20}$$

unde: W este încărcarea totală verticală a grupului de piloți;
n — numărul de piloți din grup;
e — distanța dintre punctul de intersecție al rezultantei încărcărilor verticale și orizontale cu fața inferioară a radierului piloților și axa neutră a grupului de piloți;

$\bar{x}$ — distanța dintre pilot și axa neutră a grupului de piloți; $\bar{x}$ este pozitiv atunci cînd se măsoară în aceeași direcție ca e și negativ în direcție opusă.

Calculul forțelor de compresiune și întindere într-un grup de piloți înclinați sau într-un grup de piloți verticali și înclinați este foarte co mplex și nu

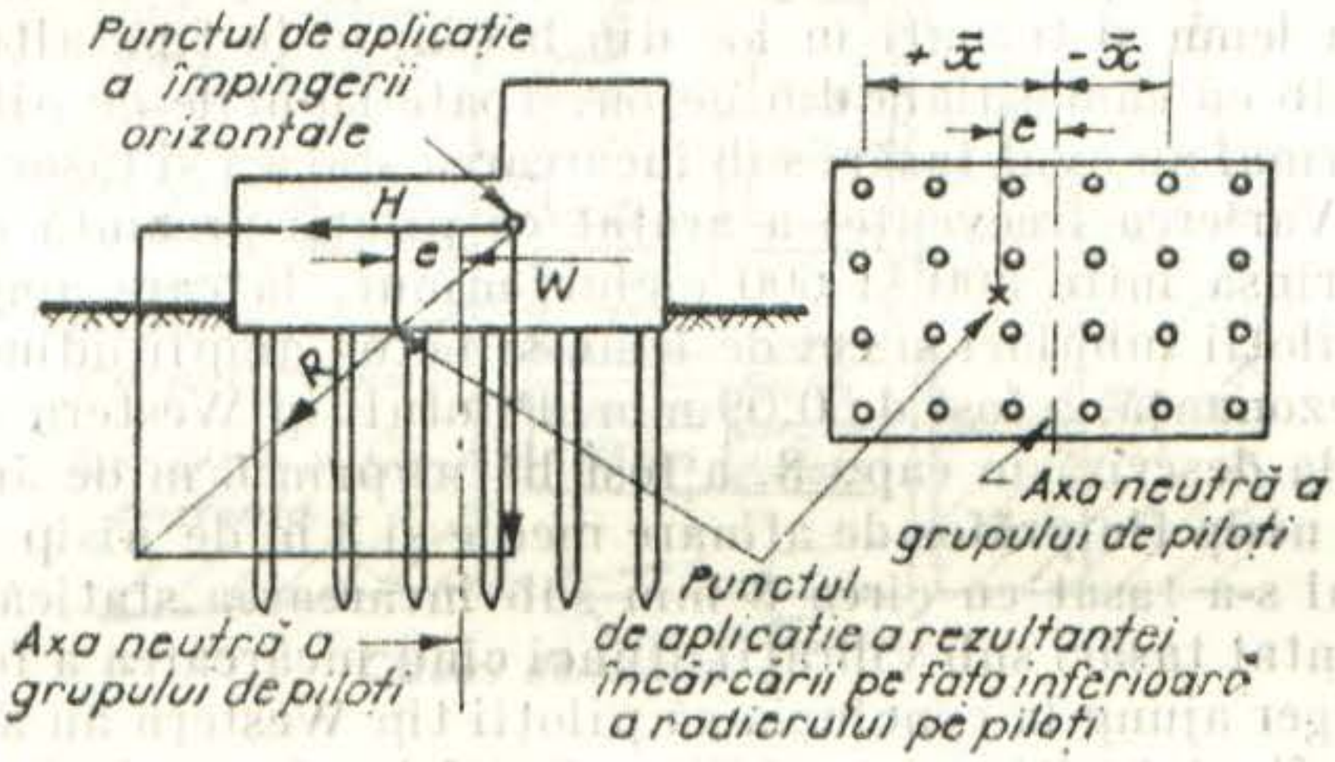


Fig. 7.31.

există nici un procedeu bine încetățenit, avînd o oarecare fundamentare teoretică, deoarece fundația pe piloți reprezintă o structură tridimensională cu un mare grad de nedeterminare. Metode grafice sînt prezentate în „Normele pentru structurile de reținere a pămîntului"* elaborate de Institutul inginerilor de structuri** și de către Bent Hansen [7.36].

Comportarea piloților sub încărcările dinamice

Piloții în argilă supuși încărcărilor dinamice nu suferă alte tasări în afara celor rezultate din consolidarea normală a pămîntului sub încărcarea de serviciu a piloților. În schimb, există însă probabilitatea producerii unor tasări însemnate atunci cînd piloții supuși încărcărilor dinamice se găsesc în nisipuri afînate sau cu îndesare medie. Vibrațiile mașinilor au drept efect reducerea frecării laterale în jurul pilotului și în consecință mărirea încărcării transmise vîrfului. Încărcarea dinamică pe vîrf provoacă îndesarea nisipului aflat sub vîrf și producerea unei tasări corespunzătoare. Riscurile de tasare sînt mult mai mari în cazul piloților forați sau turnați în loc decît în cazul piloților

* Code of Practice for Earth Retaining Structures.
** Institution of Structural Engineers.

bătuți, întrucît procesul de execuție a celor din prima categorie nu conduce la îndesarea pămîntului. Dimpotrivă, forarea găurii pentru un pilot poate conduce chiar la afînarea nisipului.

Cercetări privind efectul vibrațiilor asupra unor piloți de încercare bătuți în nisipuri prăfoase cu îndesare medie și afînate și prafuri au fost făcute de Dodge și Swinger [7.37] la uzina Companiei generale de electricitate de la Schenectady, statul New York. Înclinarea unor mașini de precizie din această uzină a fost atribuită vibrațiilor provocate de podurile rulante aflate deasupra. Au fost încercate diferite tipuri de piloți bătuți în nisip, prin încărcarea lor cu greutăți și supunerea pe diferite perioade de timp, la vibrații impuse cu frecvențe variabile. Piloții încercați au fost de tip mixt, unii fiind alcătuiți dintr-un tub bătut și apoi betonat în loc, alții din piloți tubulari, alții din piloți bătuți din lemn și turnați în loc din beton, și în fine alți piloți de tip Western cu bulb cu cămășuială din beton. Toate tipurile de piloți, cu excepția celui din urmă, au avut tasări sub încărcarea statică și tasări suplimentare prin vibrare. Varierea frecvenței a arătat că piloții prezintă o frecvență de rezonanță cuprinsă între 500 și 600 cicluri/minut, la care amplitudinea era maximă. La piloții tubulari și cei de lemn și beton amplitudinea maximă, la frecvența de rezonanță, a fost de 0,09 mm. Pilotul tip Western cu bulb, realizat prin metoda descrisă în cap. 8, a fost bătut prin 6 m de argilă nisipoasă moale, 6 m de nisip fin prăfos de afînare medie și 3 m de nisip mare prăfos și pietriș. Pilotul s-a tasat cu circa 8 mm sub încărcarea statică de 1 110 kN, dar nu a prezentat tasări sub vibrații atunci cînd încărcarea a fost de 535 kN. Dodge și Swinger ajung la concluzia că piloții tip Western au avut o comportare mai bună fie datorită ariei mărite a bazei lărgite și deci micșorării presiunii pe vîrf în raport cu cea a piloților cu secțiune constantă, fie ca urmare a îndesării suplimentare a nisipului prin formarea bulbului, sau ambelor cauze. Ei sînt însă de părere că orice tip de pilot care este înfipt într-un strat de nisip va suferi tasări sub acțiunea unor încărcări dinamice de durată. În consecință, fundațiile mașinilor unelte de precizie, ale platformelor de încercat turbinele și ale stîlpilor macaralelor grele, au fost așezate pe piloți lungi metalici bătuți prin nisipuri pînă la stîncă sau șist tare. Clădirile birourilor, unele mașini unelte și stîlpii macaralelor ușoare au fost fundate pe piloți Western cu bulb duși pînă în nisip.

Fundațiile instalației de frezat roți dințate de la Clydebank

O problemă similară cu cea de la uzina Schenectady s-a pus la fundațiile instalației de frezat roți dințate a șantierului naval John Brown & Co. de la Clydebank. Mașinile ce urmau să fie instalate erau o raboteză de 550 cm, o freză de 550 cm, o raboteză de 250 cm, o freză de 250 cm precum și alte mașini de rectificat roți dințate pentru angrenaje. Mașinile de 550 cm erau proiectate să prelucreze roți dințate avînd greutăți pînă la 1 300 kN și erau prevăzute să lucreze cu o precizie de 0,0075 mm, fiind atît de sensibile la condițiile atmosferice încît fiecare mașină a fost instalată într-o încăpere separată, avînd temperatura și umezeala controlată. Chiar producerea unor tasări mici ar fi prejudiciat funcționarea mașinilor; problemele ridicate de vibrații erau

complicate de prezența în apropiere a altor instalații ale șantierului și de vibrațiile din circulația pe drumul Glasgow—Dumbarton, situat în apropiere. Terenul era constituit din 1,8 m de umplutură afînată și argilă moale, urmată de 15 m de nisip afînat sau cu îndesare medie, sub care se găsea o argilă morenică vîrtoasă. Pentru a se micșora efectul vibrațiilor generate de sursele din apropiere, amplasarea fiecărei mașini s-a făcut pe un postament separat, avînd

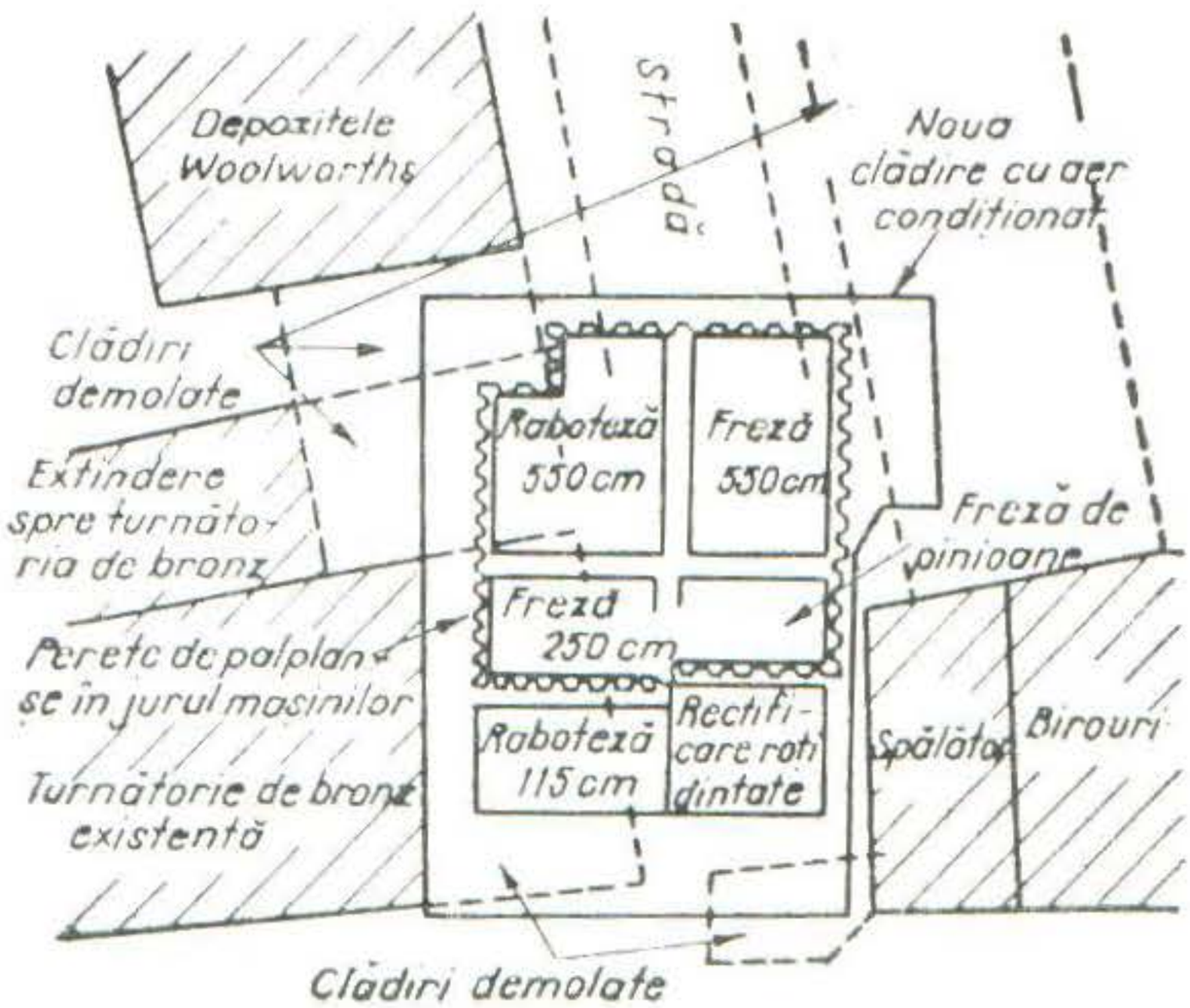


Fig. 7.32. Dispoziția în plan a instalației de prelucrat roți dințate la șantierul naval John Brown & Co., Clydebank.

3,60 m înălțime, iar toate postamentele au fost plasate într-o fundație — cutie de beton armat. Fiecare soclu era separat unul de altul și de fundația-cutie printr-un spațiu liber de minimum 45 cm (fig. 7.32 și 7.33).

Deoarece ca urmare a stării de îndesare a straturilor superioare de nisip tasările date de greutatea proprie a mașinilor și a postamentelor și tasările suplimentare provocate de vibrațiile mașinilor ar fi fost excesive, s-a considerat necesar ca fundația-cutie să fie așezată pe piloți. Din cauza probabilității ca tasările nisipului, sub acțiunea vibrațiilor transmise de piloți, să se producă într-un timp foarte lung, s-a socotit nepotrivit să se oprească piloții în nisip și s-au bătut piloți casetați metalici, cu vîrful deschis, de 15 m lungime, pînă la o adîncime suficientă în argilă morenică vîrtoasă. S-a ales acest tip de pilot din cauza capacității sale de penetrare și deoarece nisipul din interior, la nevoie, putea fi spălat cu jet de apă, ușurînd în acest fel înfigerea, în cazul cînd s-ar fi ajuns la refuz în stratul de nisip. Utilizînd însă pentru batere sonete cu aburi cu dublă acțiune, toți piloții au ajuns fără dificultăți în argila morenică, fără a se mai recurge la jetul de apă. Nu s-a putut utiliza același tip de piloți pentru fundațiile clădirii în care se găsea uzina, din cauza limitărilor privind înălțimea liberă. Stîlpii clădirii susțineau o macara portal foarte grea. Pentru fundarea lor s-a adoptat un sistem de piloți bătuți și turnați în loc cu baza lărgită (tip Franki). Acești piloți au fost bătuți pe o adîncime de 4,5 m în stratul de nisip. Experiența cîștigată la un șantier naval din

altă parte, dar care avea condiții similare de teren, a arătat că acești piloți puteau prelua încărcări moderate, inclusiv cele date de podurile rulante, fără a se produce tasări apreciabile. De asemenea, vibrațiile provocate de baterea acestor piloți nu au provocat tasări la fundațiile foarte apropiate. S-au luat în considerare și piloții sau coloanele forate, dar soluția a fost abandonată din cauza necesității de a se evacua mult pământ rezultat cu ocazia forării golu-

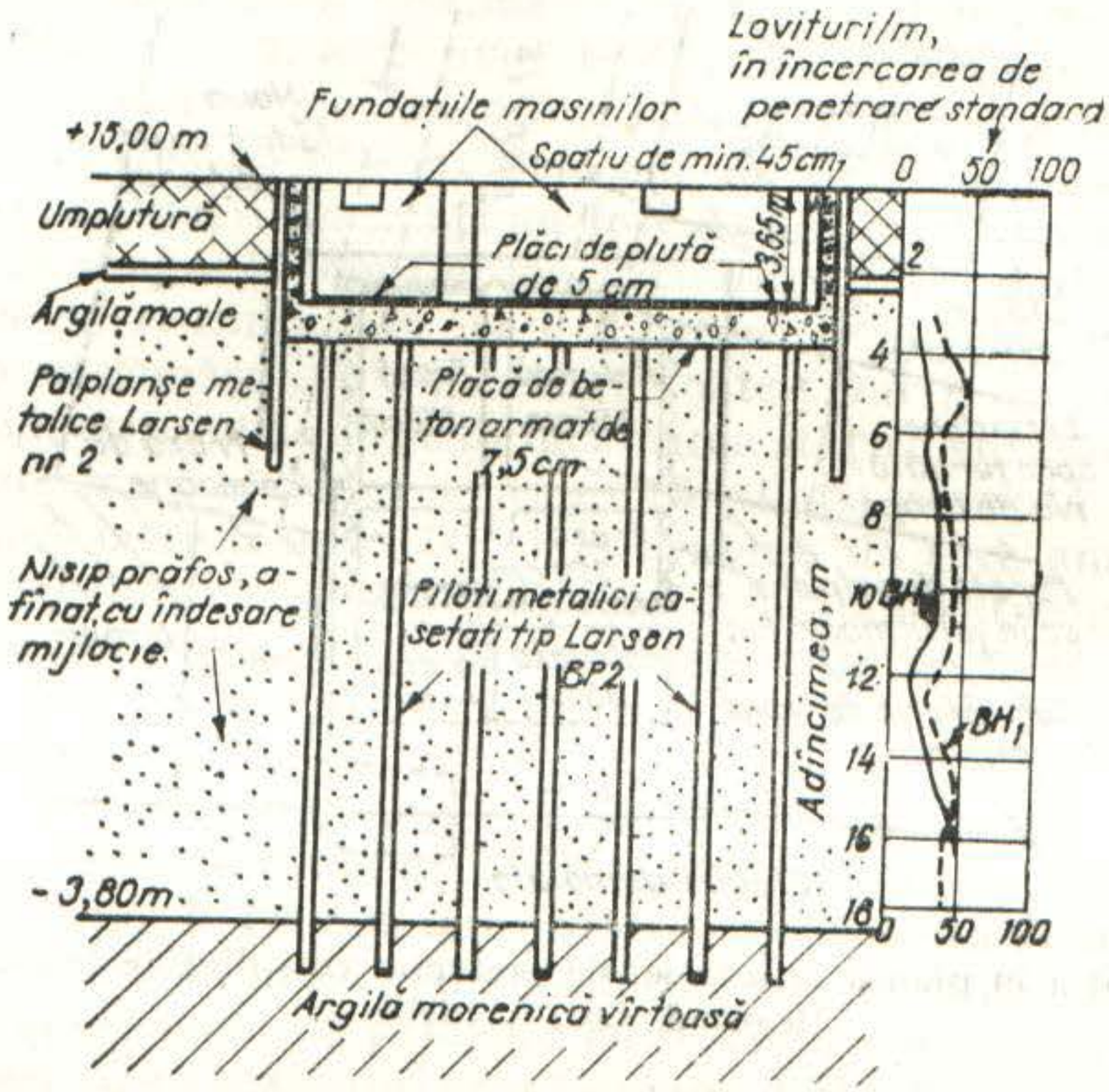


Fig. 7.33. Secțiune prin fundațiile mașinilor.

lui pentru pilot sau coloană. Într-adevăr, forajele de încercare au arătat că acest material este refulat în foraj, din cauza presiunii arteziene din stratul de nisip. S-a presupus că refulările de nisip, cumulate pentru un număr mare de piloți sau coloane, ar putea provoca tasarea clădirilor învecinate. O descriere amănunțită a instalației de prelucrat roți dințate și a fundațiilor ei este dată de Mc Laughlin [7.38].

Calculul capacității portante cu formule dinamice

Toate formulele dinamice se bazează pe principiul că rezistența opusă de teren la pătrunderea pilotului sub încărcarea de serviciu este legată direct de rezistența opusă la baterea cu berbecul. Formulele dinamice iau în considerare greutatea și înălțimea de cădere a berbecului, greutatea pilotului și pătrunderea sa sub fiecare lovitură. Variante mai rafinate de formule iau în considerare în plus pierderile de energie datorite compresiunii elastice a pilotului, căștii, blocului amortizor, pământului din jur precum și pierderile datorite iner-

ției pilotului. Partizanii formulelor dinamice accentuează faptul că acestea au o bază teoretică solidă, fiind legate de teoria ciocnirilor a lui Newton. Dacă ar fi așa, atunci nu ar exista un număr atît de mare de formule, care toate dau rezultate diferite pentru aceleași condiții și nu ar mai fi necesar să se introducă atît de multe constante empirice. În majoritatea formulelor dinamice nu apar caracteristicile fizice ale pămînturilor. Întrucît formulele dinamice au în vedere condițiile din timpul baterii, această neglijare poate conduce la interpretări greșite și periculoase. Ele nu iau în considerare condițiile de teren care afectează capacitatea portantă în timp și tasarea piloților, astfel de efecte ca tulburarea și reconsolidarea, frecarea negativă și efectele de grup. De exemplu, o formulă dinamică poate conduce la o valoare redusă a rezistenței unui pilot lung bătut adînc într-o argilă senzitivă. Încercările au arătat însă că, în aceste condiții, capacitatea portantă crește continuu timp de cîteva luni după batere. Ori, în practică, nu se obișnuiește a se relua încercările de batere la o lună de la prima batere; chiar dacă s-ar proceda așa, rezultatele poate că nu ar putea fi interpretate, deoarece imediat după primele lovituri ale berbecului, rezistența la batere coboară din nou la valori reduse. Efectele în timp ale baterii piloților în nisipuri fine prăfoase au fost arătate în paragraful privind metodele bazate pe încercări de penetrare statică cu conul. Nici de aceste efecte nu se ține seamă în formulele dinamice. În fine, formulele sînt inaplicabile în cazul anumitor utilaje de batere, ca sonetele diesel (v. pag. 414) sau vibratoarele. De fapt chiar obsesia de a aplica formulele dinamice poate împiedica dezvoltarea acestor metode, de altfel eficiente, de înfigere a piloților.

Luarea în considerare a rezistenței la batere a piloților prezintă importanță în cazul unor condiții de teren în care poate apărea pericolul de cedare a piloților în timpul baterii. Folosind metoda descrisă de Smith [7.39] este posibil să se calculeze înălțimea maximă de cădere, pentru un berbec de o anumită greutate, care să evite suprasolicitarea pilotului. Această metodă se bazează pe teoria undelor de eforturi.

Nu trebuie să se creadă că nu sînt necesare observații privind rezistența la batere a piloților de încercare sau a celor din lucrare. Este foarte important ca pentru *fiecare pilot* bătut, să se facă înregistrarea datelor privind numărul necesar de lovituri pentru fiecare metru de fișă. Aceste măsurători constituie o verificare foarte utilă a ipotezelor de proiectare privind stratificația și permit să se verifice că s-a ajuns într-un strat cu rezistență satisfăcătoare. Diagramele rezistenței la batere trebuie comparate cu orice alte înregistrări ale încercărilor de penetrare statică sau dinamică, sau cu diagramele de variație a rezistenței la tăiere cu adîncimea.

Procedeu de corelare a metodelor statice de calcul ale rezistenței pilotului cu înregistrările de batere

La proiectarea încercărilor pe piloți ca și a fundațiilor pe piloți definitivi din lucrare, trebuie urmărite următoarele etape:

1) *Etapa de proiectare*. Se calculează capacitatea portantă limită a piloților și a grupului de piloți prin metodele bazate pe condițiile de teren stabi-

lite prin foraje și încercări de laborator, luînd în considerare efectele de timp, efectele de grup și tasarea în timp.

2) *Etapa de încercări de probă pe piloți.* Piloții de încercat se bat și se încarcă mai înainte ca pe amplasament să înceapă execuția propriu-zisă; de asemenea, se pot folosi pentru încercare primii piloți din lucrare, după care lungimea și sarcina lor de serviciu sînt modificate pe baza rezultatelor încercărilor. Utilajul folosit pentru piloții de probă trebuie să fie același cu cel ce va fi folosit în lucrare. Rezistența la batere, exprimată în lovituri pe metru, trebuie obținută pe întreaga adîncime de pătrundere, iar rezultatele trebuie verificate cu măsurătorile făcute la forajele învecinate. În felul acesta se va obține siguranța că s-a realizat adîncimea de pătrundere în stratul principal portant prevăzută în proiect. Se poate de asemenea corela tăria sau densitatea stratului portant cu rezistența la batere, pentru orice adîncime dată.

Încărcările de probă sînt întotdeauna justificate atunci cînd numărul piloților ce urmează să fie bătuți în lucrare este mare, dar nu se justifică economic atunci cînd acest număr este mic. Dacă este posibil, piloții încercați trebuie încărcați pînă la cedare, pentru a se putea stabili coeficientul real de siguranță la încărcarea de serviciu. Modul de batere și încărcare a piloților probă este arătat în paragraful respectiv din cap. 8. Nu sînt necesare încărcări de probă atunci cînd piloții sînt bătuți pînă la refuz în stîncă sau în alte strate tari, cu excepția cazurilor cînd încărcările de serviciu sînt excepțional de mari și se apropie de capacitatea portantă limită a stîncii sau cînd există dubii privind rezistența piloților însăși.

Ca urmare a încărcărilor de probă, proiectantul poate hotărî micșorarea sau mărirea adîncimii de pătrundere a piloților în stratul portant.

3) *Etapa de execuție.* Cu excepția piloților bătuți pînă la refuz într-un strat tare, pentru toți piloții din lucrare trebuie măsurată rezistența la batere pe întreaga adîncime de pătrundere, pentru a se verifica eventualele modificări de cotă sau de proprietăți ale stratului portant. Rezistențele la batere măsurate trebuie comparate cu cele obținute la piloții de încercare și — dacă ele sînt considerabil mai mici — piloții trebuie bătuți mai adînc, pînă cînd rezistența la batere ajunge la valorile obținute pentru piloții de încercare.

EXEMPLE DE CALCUL

Exemplul 7.1

Un pilot de beton armat cu secțiunea transversală de 35×35 cm din structura unei jetele trebuie să preia o încărcare maximă de compresiune de 440 kN și o încărcare netă de smulgere de 600 kN. Terenul este constituit dintr-un strat de nisip fin saturat, afînat pînă la îndesare medie (în medie $N=15$ lovituri/30 cm), extins pînă la 9 m sub nivelul fundului mării, urmat de nisip îndesat și pietriș (în medie $N = 40$ lovituri/30 cm). Să se determine fișa necesară a pilotului. Nu sînt de așteptat eroziuni.

Volumul dislocuit de pilot $= V = 0{,}35^2 \times 1 = 0{,}1225$ m³ /m.

Pe porțiunea de la fundul mării la 9 m adîncime:

Pentru $N = 15$ din fig. 1.14 rezultă $\Phi = 31°$.

Din fig. 7.5 a rezultă $\delta/\Phi = 0{,}85$ de unde $\delta = 0{,}85 \times 31° = 26°$.

Interpolînd între fig. 7.5 c și d pentru $V = 0{,}1225$, $\Phi = 31°$ și $\omega = 0°$ rezultă $K_\delta = 1{,}35$.

Din fig. 7.5 f pentru $\delta = 0{,}85$, rezultă factorul de corecție pentru $K_\delta = 0{,}95$ astfel că valoarea corectată va fi

$$K_\delta = 0{,}95 \times 1{,}35 = 1{,}30.$$

Din ecuația (7.5) rezultă frecarea laterală totală de la fundul mării pînă la adîncimea de 9 m:

$$1{,}3 \times \frac{1}{2} (0 + 9) \times (1{,}75 - 10{,}0) \times \sin 26° \times 4 \times 0{,}35 \times 9 = 250 \text{ kN}.$$

Pentru smulgere, deoarece valoarea maximă se mobilizează pentru deplasări foarte mici, este rațional să se considere un coeficient de siguranță de 1,5, așa că încărcarea limită la smulgere a cărei preluare trebuie asigurată este de 800 kN.

Rezultă că pilotul va trebui bătut în nisipul și pietrișul îndesat la o adîncime suficientă, astfel încît acest strat să preia încărcarea limită la smulgere:

$$800 - 250 = 550 \text{ kN}.$$

Între adîncimile de 9 m și 10 m, $N = 40$ și $\Phi = 38{,}5°$.

Din fig. 7.5 a, $\delta = 0{,}85 \times 38{,}5 = 33°$.

Interpolînd între fig. 7.5 d și e se obține $K_\delta = 2{,}5$, iar din fig. 7.5 f rezultă că factorul de corecție pentru K_δ este 0,9 așa că valoarea corectată va fi

$$K_\delta = 0{,}9 \times 2{,}5 = 2{,}2.$$

Prin urmare, frecarea laterală unitară între adîncimile de 8 și 10 m va fi

$$2{,}2 \times \frac{1}{2} (9 + 10) \times (20{,}0 - 10{,}0) \times \sin 33° = 114 \text{ kN/m}^2.$$

Frecarea laterală limită pe 1 m lungime va fi

$$4 \times 0{,}35 \times 114 = 160 \text{ kN/m}$$

de unde, adîncimea de pătrundere necesară în stratul de nisip cu pietriș îndesat

$$\frac{550 \text{ kN}}{160 \text{ kN/m}} = 3{,}45 \text{ m}$$

Să calculăm acum rezistența pe vîrf a pilotului la adîncimea de $9 + 3{,}5 = 12{,}5$ m sub nivelul fundului mării.

Pentru $\Phi = 38{,}5°$ din fig. 7.4 rezultă $N_q = 115$.

Din ecuația (7.4) (numai rezistența pe vîrf) rezultă:

$$Q_b' = A_b \, P_d \, N_q = 0{,}35^2 \times (9 \times 7{,}5 + 3{,}5 \times 10{,}0) \times 115 = 1\,450 \text{ kN}$$

astfel că se obține o capacitate portantă totală a pilotului

$$1\,450 + 800 = 2\,250 \text{ kN}.$$

Coeficientul de siguranță la compresiune va fi deci

$$\frac{2250}{400} = 5{,}6$$

adică cu totul acoperitor; aceasta arată că adîncimea necesară de pătrundere este determinată de rezistența la smulgere.

Exemplul 7.2

Un pilot metalic cu secţiune variabilă în trepte, avînd diametrul la vîrf de 20 cm şi diametrul la nivelul fundului mării de 40 cm, este bătut în acelaşi fel ca la exemplul 7.1. Să se calculeze capacitatea portantă limită a pilotului în cazul cînd este bătut la 13,50 m sub nivelul fundului mării.

Pentru variaţia de secţiune dată, tg $\omega = 0{,}0088$.

La adîncimea de 9 m, $V = \frac{\pi}{4} (0{,}267)^2 \times 1 = 0{,}056$ m³/m.

Din fig. 7.5 a, $\delta/\Phi = 0{,}75$, rezultă $\delta = 0{,}75 \times 31 = 23°$.

Interpolînd între fig. 7.5 c şi d pentru $V = 0{,}056$ şi $\Phi = 31°$ şi tg $\omega = 0{,}0088$, rezultă $K_\delta = 3{,}3$, valoare care prin corectare cu ajutorul fig. 7.5 f conduce la

$K_\delta = 0{,}9 \times 3{,}3 = 3{,}0$.

Frecarea laterală totală de la 0 la 9 m va fi deci

$$3{,}0 \times \frac{1}{2} (0+9) \times 7{,}5 \times \sin 23° \times \pi \times 0{,}333 \times 9 = 372 \text{ kN}.$$

La adîncimea totală de 13,5 m, $V = \frac{\pi}{4} 0{,}20^2 \times 1 = 0{,}0314$ m³/m.

Din fig. 7.5 a, $\delta/\Phi = 0{,}6$ rezultă $\delta = 0{,}6 \times 38{,}5 = 23{,}1$.

Interpolînd între fig. 7.5 d şi e se obţine $K_\delta = 14$ pe care corectînd-o cu ajutorul fig. 7.5 f:

$$K_\delta = 0{,}7 \times 14 = 9{,}8.$$

Frecarea laterală totală de la 9 la 13,5 m va fi deci: $9{,}8 \times \frac{1}{2} (9+13{,}5) \times$ $\times 10{,}0 \times \sin 23{,}1° \times \pi \times 0{,}234 \times 4{,}5 = 1\,430$ kN. (Aceasta dă o frecare laterală unitară mai mare decît 100 kN/m², dar în cazul piloţilor cu secţiune variabilă astfel de valori sînt posibile).

Din ecuaţia (7.4) (numai rezistenţa pe vîrf):

$$Q'_b = A_p p_q N_d = \frac{\pi}{4} 0{,}20^2 \times (9 \times 7{,}5 + 4{,}5 \times 10) 115 = 408 \text{ kN}.$$

Capacitatea portantă limită va fi deci

$$372 + 1\,430 + 408 = 2\,210 \text{ kN}.$$

Exemplul 7.3

Pe baza unui foraj şi a unei încercări de penetrare statică s-au obţinut rezultatele arătate în fig. 7.34. Pentru a putea fi preluată o încărcare de serviciu la compresiune de 500 kN se preconizează realizarea unui pilot de tip B.S.P. Să se determine diametrul şi lungimea acestui pilot.

Se va utiliza metoda lui Van der Veen (v. pag. 342) după care, pentru ca tasările să fie în limite rezonabile, trebuie asigurat un coeficient de siguranţă de 2,5; rezultă că este necesară asigurarea unei capacităţi portante limită de $500 \times 2{,}5 = 1\,250$ kN.

Din tabelul 8.7 rezultă că pentru o încărcare de serviciu de 500 kN, pentru a nu suprasolicita betonul care umple tubul metalic, este necesar un pilot B.S.P. cu diametrul exterior de 413 mm.

Dacă într-o primă etapă pilotul se consideră purtător pe vîrf, presiunea care rezultă va fi

$$\frac{1\,250}{\frac{\pi}{4}\times 0{,}413^2} = 9\,350\ \text{kN/m}^2 = 93{,}6\ \text{daN/cm}^2.$$

Din fig. 7.34 se poate vedea că în nisipul afînat de la 0 la 11,80 m sub nivelul terenului nu se poate obține o astfel de rezistență pe vîrf, așa că va fi necesar ca pilotul să fie bătut circa 1,5 m în stratul de nisip îndesat pentru

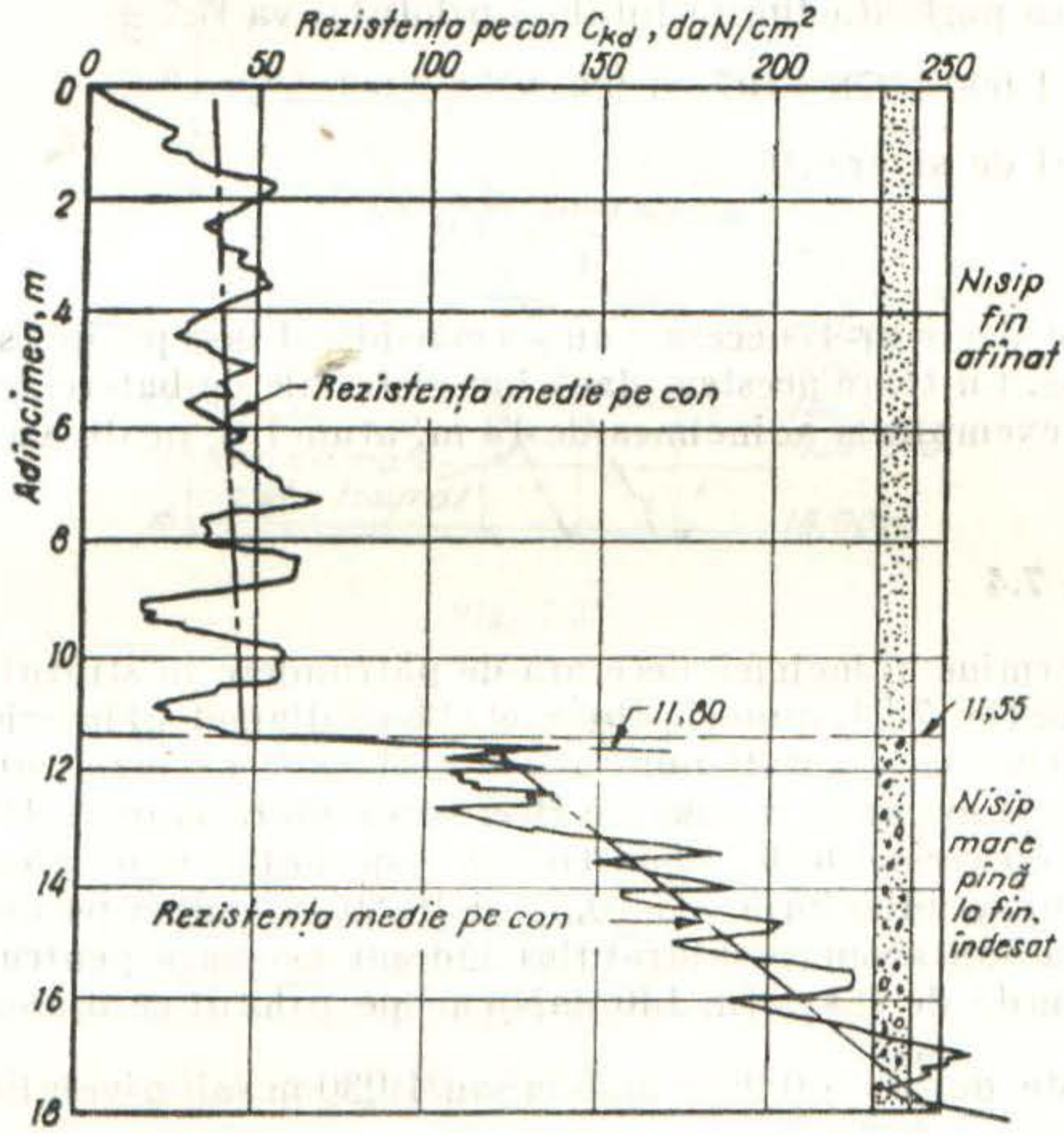


Fig. 7.34.

a avea asigurarea că pilotul este înfipt în acest strat în mod corespunzător. Din fig. 7.34 rezultă că rezistența medie pe con pe o distanță cuprinsă între 3 diametre deasupra pilotului și un diametru sub vîrf este de 120 daN/cm². Ca urmare, rezistența limită pe vîrf a pilotului va fi

$$\frac{\pi}{4}\,0{,}413^2 \times 120 = 160\ \text{daN} = 1\,600\ \text{kN}.$$

Din ecuația (7.6), frecarea laterală de la 0 la 11,80 m va fi

$$\frac{\text{rezistența medie pe con}}{220}\,(\text{daN/cm}^2) = \frac{40}{220}\,(\text{daN/cm}^2)\ \text{(din fig. 7.34)}$$

astfel că frecarea laterală totală de la 0 la 11,80 m va fi

$$\pi \times 0{,}413 \times 11{,}80 \times \frac{400}{0{,}0220} = 278 \text{ kN}.$$

Rezistența medie pe con de la 11,80 m la 13,30 m este de 120 daN/cm², astfel că frecarea laterală totală pe această porțiune va fi

$$\pi \times 0{,}413 \times 1{,}5 \times \frac{12\ 000}{220} = 107 \text{ kN}.$$

Capacitatea portantă limită totală a pilotului va fi:

$$1\ 600 + 278 + 107 = 1\ 985 \text{ kN} \approx 2\ 000 \text{ kN}$$

iar coeficientul de siguranță

$$\frac{2\ 000}{500} = 4{,}0,$$

adică mai mare decît ar fi necesar; nu s-a considerat însă posibil să se oprească pilotul mai sus. Cu toate acestea, dacă înregistrările de batere arată că refuzul are loc de exemplu la adîncimea de 13 m, atunci se poate accepta această lungime.

Exemplul 7.4

Să se determine adîncimea necesară de pătrundere în stratul de nisip îndesat, arătat în fig. 7.34, a unui pilot metalic cu diametrul interior de 107 cm, pentru a se obține o capacitate portantă pe vîrf egală cu rezistența pe con.

Folosind metoda grafică a lui De Beer, prezentată la pag. 343, se vede că rezistența pe con crește de la „condițiile de suprafață" la o valoare totală de 140 daN/cm² între adîncimile de 10,55 și 10,80 m, adică pe numai 0,25 m.

Adîncimea sub acoperișul stratului îndesat necesară pentru a se obține o rezistență limită de cel puțin 140 daN/cm² pe pilotul cu diametrul interior de 107 cm este de $\frac{107}{3{,}56} \times 0{,}25 = 7{,}50$ m sau 19,30 m sub nivelul terenului. La această adîncime rezistența medie pe con a crescut la 250 daN/cm², astfel încît capacitatea portantă limită a pilotului, considerată ca fiind dată numai de rezistența pe vîrf, va fi

$$\frac{\pi}{4} 1{,}07^2 \times 25\ 000 = 22\ 500 \text{ kN}.$$

Considerînd un coeficient de siguranță de 2,5, rezultă o încărcare admisibilă pe pilot de 9 000 kN, ceea ce pentru un efort de exploatare admis pentru oțel de 2 000 daN/cm² conduce la o grosime a peretelui de 127 mm.

Exemplul 7.5

O jetea este amplasată pe un praf argilos foarte moale de 4,5 m grosime, sedimentat peste o argilă vîrtoasă sau tare. Încercările făcute pe probe

netulburate au condus la relaţia dintre rezistenţa la tăiere şi adîncime dată în fig. 7.35. Din considerente statice s-au adoptat piloţi metalici cu diametrul de 500 mm. Se cere să se determine adîncimea de pătrundere necesară pentru a asigura transmiterea unei încărcări de serviciu de 400 kN.

Din cauza solicitărilor laterale ale jetelei produse de forţele de amarare, vînt şi de acţiunea valurilor este recomandabil să se neglijeze frecarea laterală din

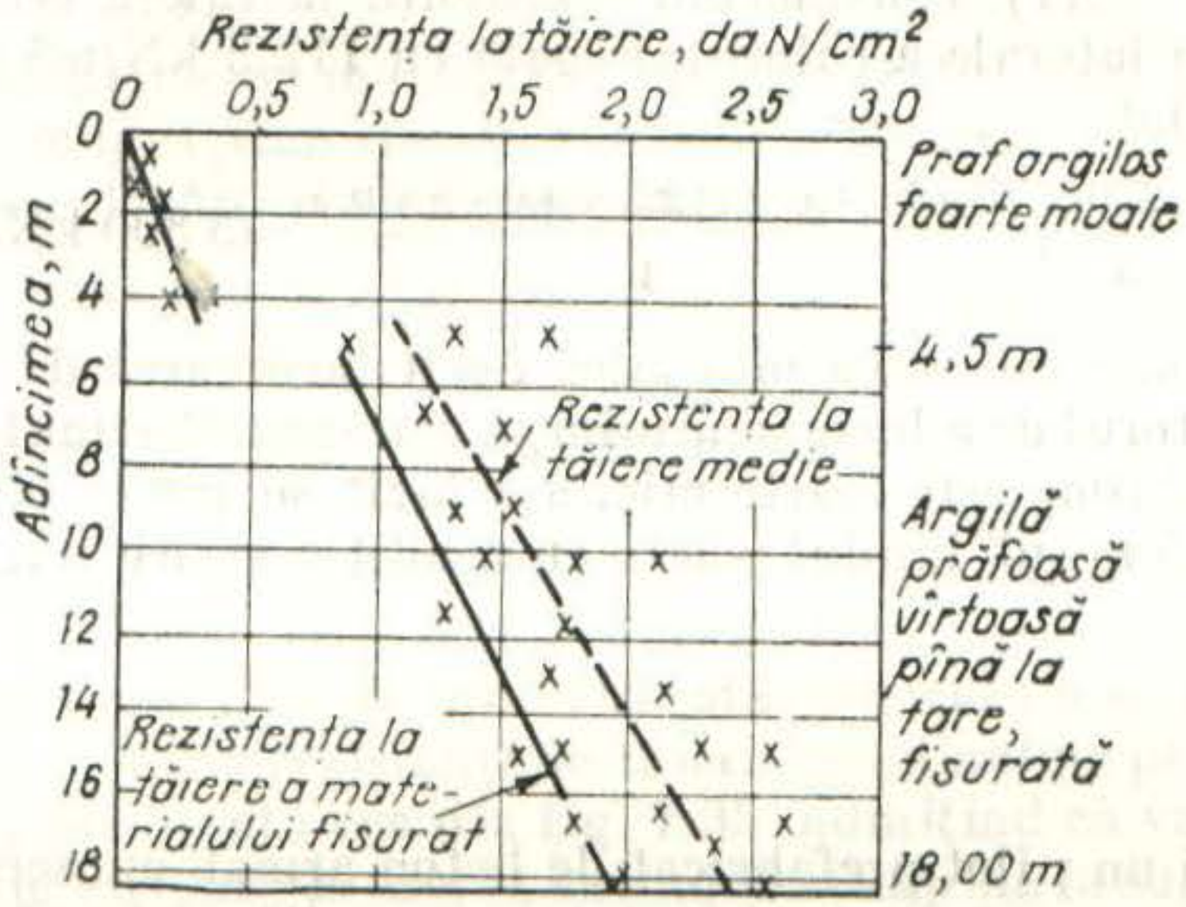


Fig. 7.35.

praful argilos foarte moale. Pentru o primă încercare se ia în considerare o adîncime de pătrundere de 13,50 m sub nivelul fundului mării. Din fig. 7,35 rezultă că rezistenţa medie la tăiere între 4,5 şi 13,50 m este de 1,45 daN/cm², iar rezistenţa la tăiere a materialului fisurat la 13,5 m este de 1,48 daN/cm².

Din fig. 7.10 rezultă pentru o rezistenţă medie la tăiere de 1,45 daN/cm² = =145 kN/m² un factor de adeziune de 0,40 astfel încît pe baza relaţiei (7.9), frecarea laterală pe porţiunea din argila vîrtoasă va fi

$$0{,}40 \times 1{,}0 \times 145 \times 9{,}0 \times \pi \times 0{,}50 = 820 \text{ kN}.$$

Rezistenţa pe vîrf în argila fisurată, pe baza relaţiei (7.8), va fi:

$$9 \times 148 \times \frac{\pi}{4} 0{,}50^2 = 270 \text{ kN}.$$

Rezistenţa totală a pilotului va fi

$$820 + 260 = 1\,080 \text{ kN}$$

iar coeficientul de siguranţă pentru o încărcare de serviciu de 400 kN rezultă

$$\frac{1\,080}{400} = 2{,}7,$$

adică mai mare decît cel necesar (2,5). Mai înainte însă de a adopta o fişă mai mică trebuie verificat coeficientul de siguranţă pentru valorile cele mai coborîte ale frecării laterale. Folosind valoarea cea mai scăzută a adeziunii corespun-

laterală $+ \frac{1}{3}$ din încărcarea limită pe bază, criteriu care aplicat în cazul considerat conduce la

$$1\ 400 + \frac{1}{3}\ 3\ 730 = 2\ 643\ \text{kN}.$$

La sarcina de serviciu, încărcarea pe baza pilotului este 2 500 — 1 400 = = 110 kN, de unde presiunea pe baza care are 1,80 m diametru rezultă

$$\frac{1\ 100}{\frac{\pi}{4} \cdot 1{,}80^2} = 430\ \text{kN/m}^2.$$

Pe baza relației (7.12) se poate face o evaluare preliminară a tasării imediate (elastice)

$$\rho_i = 0{,}02 \times 1{,}80 \times \frac{430}{9 \times 162{,}5} = 0{,}01\ \text{m} = 1\ \text{cm}$$

valoare care este în limite acceptabile și care elimină necesitatea încercărilor pe placă în gaura de foraj pentru a obține evaluări mai exacte ale tasărilor.

Exemplul 7.8

Pentru a prelua încărcarea uniform distribuită de 165 kN/m exercitată de un zid pe o fundație continuă, se preconizează realizarea de piloți forați. Terenul de fundare constă dintr-o umplutură recentă de cenușă de 3,6 m, sub care se găsește un nisip neuniform cu îndesare mijlocie pentru care din încercarea de penetrare standard a rezultat $N = 25$ lovituri/30 cm. Densitatea umpluturii de cenușă este 11 kN/m³. Nu s-a întîlnit apă subterană în forajele făcute pînă la 15 m adîncime. Să se dimensioneze fundațiile pe piloți.

Este convenabil ca piloții să se așeze sub formă de perechi la o distanță de 3 m una de alta; în această situație, fiecărui pilot îi revine o încărcare de serviciu de 250 kN.

Piloții sînt suficient de depărtați între ei, așa că nu mai lucrează în grup ci fiecare izolat. Deoarece cenușa este afînată, ea va suferi probabil, o îndesare ulterioară sub greutatea sa proprie, apărînd astfel efectul de frecare negativă. Deoarece este probabil ca frecarea laterală să fie mică în raport cu rezistența pe vîrf a piloților, va fi suficient de precis să se aplice relația (7.3), care conduce la valori acoperitoare, în loc de a se aplica metoda mai complexă a lui Nordlund.

Din ecuația (7.3), frecarea laterală unitară exact pînă la nivelul superior al stratului de nisip, situat la dîncimea de 3,60 m, va fi $\overline{K}_s\ \gamma\ d\ \text{tg}\ \delta$.

Deoarece este probabil ca extragerea tubului de foraj să afîneze nisipul, trebuie luată în considerare ipoteza afînării sale, adică:

$\overline{K}_s = \frac{1}{2}$, $\Phi = 33°$ iar din tabelul 7.1, $\delta = 0{,}98 \times 33 = 32°$.

Ca urmare, frecarea laterală în nisip la baza umpluturii va fi

$$\frac{1}{2} \times 11 \times 3{,}6 \times \text{tg}\ 32° = 12{,}4\ \text{kN/m}^2.$$

Dacă se presupune că piloţii au 9 m lungime, frecarea laterală unitară la vîrful piloţilor va fi

$$\frac{1}{2}(11 \times 3{,}6 + 19{,}5 \times 5{,}4)\ \mathrm{tg}\ 32^\circ = 45\ \mathrm{kN/m^2}.$$

Considerînd piloţi de 355 m diametru, frecarea totală în nisip va fi

$$5{,}4\,\frac{12{,}4+45}{2} \times \pi \times 0{,}355 = 172\ \mathrm{kN}.$$

Se poate presupune că frecarea va afîna nisipul pe o oarecare distanţă în jurul vîrfului, conducînd la $\Phi = 33^\circ$ pentru care din curba din fig. 7.4, pentru $D/B = 20$, rezultă $N_q = 35$ astfel că, pe baza relaţiei (7.4), rezistenţa totală a pilotului de 355 mm diametru va fi

$$\frac{\pi}{4}0{,}355^2\,(11 \times 3{,}6 + 19{,}5 \times 5{,}4) \times 35 + 172 = 502 + 172 = 674\ \mathrm{kN}.$$

Din cauză că umplutura este de dată recentă şi va fi încă în curs de tasare, în timp ce piloţii vor trebui să preia încărcarea transmisă de perete, va trebui să se adauge la încărcarea pilotului şi încărcarea dată de frecare negativă. Datorită faptului că nisipul de sub vîrful pilotului este incompresibil în raport cu umplutura (adică presupunînd că instalarea pilotului nu a afînat pămîntul de sub vîrf), distribuţia frecării negative pe suprafaţa laterală a pilotului va fi aproximativ aşa cum se arată în fig. 7.14, *c*. Valoarea maximă a frecării laterale la baza umpluturii va fi aproximativ egală cu cea din nisip la acelaşi nivel.

Prin urmare, dacă se presupune conform fig. 7.14, *c* că frecarea laterală negativă acţionează numai pe cei 3 m superiori ai suprafeţei laterale, la 3 m frecarea laterală va fi $\frac{3{,}00}{3{,}60} \times 12{,}4 = 10{,}3\ \mathrm{kN/m^2}$ şi la nivelul terenului va fi nulă.

Frecarea laterală negativă pe cei 3 m superiori ai pilotului va fi

$$\frac{0+10{,}3}{2} \times \pi \times 0{,}355 \times 3{,}00 = 17{,}2\ \mathrm{kN}$$

deci valoarea coeficientului de siguranţă care rezultă

$$\frac{674}{250+17{,}2} = 2{,}52 \text{ este acceptabilă.}$$

Prin urmare, pereţii pot fi rezemaţi pe cîte o pereche de piloţi de 35,5 cm aşezată la fiecare 3 m. Piloţii trebuie să aibă între axe o distanţă egală cu două diametre adică 0,75 m şi capetele lor vor fi solidarizate printr-un mic radier avînd dimensiunile în plan 1,35 × 0,60 m şi înălţimea de 0,55 mm.

Exemplul 7.9

Pentru a funda o clădire într-o argilă vîrtoasă fisurată, afectată de umflări şi contracţii sezoniere pînă la o adîncime de 1,50 m, s-a recurs la piloţi foraţi. Dispunerea a necesitat o distanţă între axele piloţilor de 1,50 m, în care situaţie încărcarea de serviciu pe un singur pilot de sub perete nu va depăşi 70 kN. Sub crusta afectată de variaţiile sezoniere, rezistenţa la tăiere a argilei vîrtoase creş-

tea de la 50 kN/m² pentru 1,50 m, la 200 kN/m² pentru 15 m (valori medii). Să se stabilească diametrul și fișa necesară a piloților.

Este de dorit să se păstreze lungimea pilotului în domeniul de adîncimi accesibile al unei foreze mecanice ușoare, adică să nu se depășească adîncimea de 6 m. Adeziunea pe 1,50 m de la suprafață trebuie neglijată, deoarece contracția pămîntului poate conduce la dispariția oricărei adeziuni în această zonă. Deoarece piloții sînt relativ scurți și străbat o zonă uscată și alterată, este recomandabil ca, în conformitate cu cele arătate mai înainte la pag. 352, să se considere pentru adeziune numai 0,3 × rezistența medie la tăiere.

Pentru un pilot de 35,5 cm diametru și 4,5 m lungime, considerînd rezistența la tăiere la 4,5 m egală cu 110 kN/m² va rezulta:

— rezistența medie la tăiere $\frac{50+110}{2} = 80$ kN/m²;

— adeziunea totală: $0{,}3 \times 80 \times 3{,}0 \times \pi \times 0{,}355 = 80$ kN;

— rezistența pe vîrf: $9 \times 100 \times \frac{\pi}{4} \times 0{,}355^2 = 98$ kN;

— capacitatea portantă totală a pilotului: 178 kN;

— coeficientul de siguranță: $\frac{178}{70} = 2{,}54$, adică satisfăcător.

Coeficientul real de siguranță poate fi ceva mai mic deoarece în calculul rezistenței pe vîrf s-a considerat un factor de capacitate portantă egal cu 9, care a fost aplicat rezistenței medii la tăiere; această valoare era însă aplicabilă numai rezistenței în stare fisurată.

Exemplul 7.10

O construcție avînd greutatea proprie (inclusiv cea a radierului) de 30 000 kN și dimensiunile în plan 10,5 m × 10,5 m urmează a fi realizată pe un teren, pe care forajele l-au arătat ca fiind constituit dintr-o argilă tare nealterată (coeziunea medie la 1,5 m sub nivelul terenului este 45 kN/m²), a cărei rezistență la tăiere crește continuu în adîncime, la 30 m fiind de 250 kN/m². Se cere să se proiecteze fundațiile.

Din fig. 2.11, *d* rezultă capacitatea portantă limită pe argila tare pentru o fundație pătrată cu latura de 10,5 și 1,5 m adîncime, și anume: $6{,}5 \times 45 = 29{,}2$ kN/m², care este cu ceva mai mare decît presiunea transmisă pe teren

$$\frac{30\ 000}{10{,}5 \times 10{,}5} = 27{,}2 \text{ kN/m}^2.$$

Din punct de vedere al structurii ar fi neeconomic să se sporească dimensiunea fundației și ar fi necesar ca fundația să fie coborîtă la 9 m pentru a se realiza un coeficient de siguranță de 3. Apare clar că este indicată fundarea pe piloți. Într-o primă aproximație, considerînd între axele piloților o distanță de 1,5 m, se poate obține un grup de piloți avînd în plan o formă pătrată și cîte 8 piloți pe șir, adică în total 64 de piloți cu 470 kN încărcare pe pilot. Deoarece

la o adîncime accesibilă din punct de vedere economic nu se găseşte un strat portant foarte rezistent, cum ar fi o rocă stîncoasă, sau un pietriş îndesat, este de dorit să se folosească piloţi bătuţi şi turnaţi în loc, avînd baza lărgită, care prezintă avantajul transmiterii unei forţe importante pe bază.

Considerînd un pilot lung de 18 m, cu diametrul secţiunii curente de 0,45 m şi al bazei lărgite de 0,75 m, rezultă o rezistenţă pe vîrf

$$9 \times 165 \times \frac{\pi}{4} 0{,}75^2 = 660 \text{ kN}.$$

Radierul care solidarizează capetele piloţilor va avea o grosime de 1 m, rezultînd o lungime deasupra bulbului de

$$18 - (1 + 0{,}75) = 16{,}25 \text{ m}.$$

Rezistenţa medie la tăiere în lungul suprafeţei laterale este de 100 kN/m². Pentru piloţii bătuţi şi turnaţi în loc nu se cunoaşte relaţia dintre rezistenţa la tăiere şi frecarea laterală, dar este sigur că aceasta din urmă nu va fi mai mică decît cea corespunzătoare piloţilor foraţi, adică $0{,}45 \times 100 = 45$ kN/m², astfel că frecarea laterală totală pe suprafaţa laterală a pilotului va fi:

$$\pi \times 0{,}45 \times 16{,}25 \times 45 = 1\,030 \text{ kN}.$$

Capacitatea portantă totală a pilotului este:

$$660 + 1\,030 = 1\,690 \text{ kN}$$

iar coeficientul de siguranţă

$$\frac{1\,690}{47} = 3{,}6,$$

adică ceva mai mare decît este necesar pentru un pilot izolat, dar acceptabil avînd în vedere efectul de grup. Deoarece piloţii sînt situaţi la distanţe mai mari decît 2,5 diametre, nu va avea loc „cedarea în bloc" adică ruperea terenului după perimetrul grupului.

Pentru a verifica tasarea grupului de piloţi este recomandabilă metoda aproximativă a tasării de consolidare a argilelor indicată în cap. 2. Tasarea grupului de piloţi va fi echivalentă cu cea a unui radier virtual situat la adîncimea de $\frac{2}{3} \times 18 = 12$ m. Considerînd o repartizarea a eforturilor sub panta 4:1 rezultă că latura radierului virtual va fi de: $11 \times \frac{1}{4} \times 2 + 10{,}5 = 16$ m. Din tabelul 1.3 valoarea m_v pentru argila foarte vîrtoasă de sub baza piloţilor va fi de circa 0,005, deci din relaţia (2.33) rezultă tasarea

$$0{,}005 \times 0{,}55 \times \frac{30\,000}{16 \times 16} \times 1{,}5 \times 16 = 0{,}0775 \text{ m} = 7{,}75 \text{ cm}.$$

Dacă tasări de acest ordin nu sînt acceptabile, se recomandă să se facă o analiză mai amănunţită a tasărilor, deoarece metoda aproximativă dă numai o indicaţie orientativă.

Pentru structura avută în vedere poate fi considerată o altă soluţie, comportînd piloţi de diametru mare lărgiţi la bază. Considerînd trei rînduri

de cîte trei piloți, distanțați pe ambele direcții la 4,25 m, sarcina de serviciu pe fiecare pilot va fi

$$\frac{30\,000}{9}=3\,330 \text{ kN}.$$

Luînd piloți cu fișa de 15 m și cu diametrul secțiunii curente de 1,20 m și al bazei lărgite de 3 m și considerînd o rezistență la tăiere a argilei la nivelul bazei de 143 kN/m² rezultă o rezistență pe vîrf

$$9\times143\times\frac{\pi}{4}3^2=9\,100 \text{ kN}.$$

În calculul adeziunii pe suprafața laterală trebuie să se neglijeze orice adeziune pe porțiunea în pantă a lărgirii, adică pe adîncimea de 1,80 m (cu pantă de 2:1) plus în sus pe o înălțime egală cu de două ori diametrul secțiunii curente; de asemenea, nu se va considera adeziunea pe înălțimea de 1,5 m a radierului. Pentru acest motiv, adeziunea pe suprafața laterală va fi luată în considerare numai pe adîncimea:

$$15-(1{,}8+2{,}4+1{,}5)=9{,}3 \text{ m}.$$

Rezistența medie la tăiere pe suprafața laterală fiind de 85 kN/m², adeziunea unitară va fi $0{,}30\times85=25{,}5$ kN/m²
iar adeziunea totală

$$25{,}5\times\pi\times1{,}20\times9{,}3=890 \text{ kN}.$$

Capacitatea portantă limită totală a pilotului rezultă

$$9\,100+890=9\,990 \text{ kN},$$

iar coeficientul de siguranță

$$\frac{9990}{330}=3, \text{ care este satisfăcător.}$$

De asemenea, este satisfăcător criteriul după care încărcarea de lucru nu trebuie să fie mai mare decît forța laterală limită $+\frac{1}{2}$ din încărcarea limită pe vîrf.

Exemplul 7.11

O pilă de pod aduce pe suprafața bazei sale, care are în plan dimensiunile 18 m ×4,5 m o încărcarea totală de 22 000 kN. Terenul este alcătuit din 7,5 m de umplutură recentă din nisip (N =9 lovituri/30 cm) sub care se găsește o argilă turboasă moale (c =25 kN/m²) urmată de argilă vîrtoasă (c =60 kN/m² la 12 m sub nivelul terenului și crește continuu ajungînd la 24 m adîncime la 300 kN/m²). Apa subterană se găsește la 0,60 m sub nivelul terenului.

Acesta este un caz evident convenabil pentru fundarea pe piloți, dar din cauza pericolului de „stoarcere" a stratului cuprins între 7,5 și 12 m adîncime ca și a stratului de nisip acvifer de deasupra nu apar indicați piloții realizați in situ. Argila sub 12 m adîncime nu este deosebit de vîrtoasă; ca

urmare, este indicat să se folosească piloți cu diametrul destul de mare pentru a putea transmite cea mai mare parte a încărcării prin vîrf și adeziune. Piloții tip West's Shell (v. pag.462) cu diametrul exterior de 508 mm au o încărcarea de serviciu maximă, nominală, între 800 și 1 000 kN. Piloții pot fi dispuși la distanța $\pi \times 0{,}508 = 1{,}6$ m din axă în axă, ceea ce permite așezarea sub talpă de 18 m $\times 4{,}5$ m a $13 \times 4 = 52$ piloți. Radierul de solidarizare a capetelor piloților va fi de 20 m $\times 5{,}8$ m și 1,20 m înălțime. Este de dorit să se evite excavarea sub nivelul apei subterane; de aceea se vor prevedea capetele piloților la 0,60 m deasupra apei subterane și la încărcarea de serviciu a piloților va trebui adăugată greutatea radierului de solidarizare.

Să calculăm încărcarea totală pe piloți:

încărcarea de serviciu din pilă: $\frac{22\ 000}{52} = 423$ kN;

încărcarea de serviciu din radier: $\frac{2{,}0 \times 5{,}8 \times 1{,}20 \times 24}{52} = 64$ kN;

greutatea pămîntului dislocuit de radier:

$$\frac{20 \times 5{,}8 \times 0{,}60 \times 15{,}7}{52} = 2{,}1 \text{ kN/pilot};$$

încărcarea netă pe pilot la nivelul capului:

$$423 + (64 - 21) = \mathbf{466\ kN}.$$

Umplutura de nisip este recentă; deși consolidată sub greutatea sa proprie, ea va produce consolidarea stratului de argilă turboasă de dedesubt, așa că frecarea laterală negativă va rezulta atît din umplutura de nisip cît și din argila moale. Deoarece compresiunea argilei moi este relativ mare, prin cedarea terenului de sub vîrf frecarea laterală negativă datorită nisipului va acționa pe întreaga grosime a stratului și este destul de corect să se presupună că ea acționează și pe întreaga grosime a stratului din argilă moale. Trebuie deci să adunăm întreaga greutate a celor două strate, care sînt mărginite de perimetrul grupului de piloți.

Greutatea totală a pămîntului cuprins de grupul de piloți

$$19{,}7 \times 5{,}30\ (6{,}9 \times 0{,}65 + 4{,}5 \times 0{,}47) = 6\ 900\ \text{kN}$$

din care trebuie scăzută greutatea pămîntului dislocuit de piloți

$$52 \times \frac{\pi}{4} \times 0{,}508\ (6{,}9 \times 0{,}65 \times 4{,}5 \times 0{,}47) = 700\ \text{kN}$$

astfel încît greutatea netă care provoacă frecarea negativă va fi

$$6\ 900 - 700 = \mathbf{6\ 200\ kN}.$$

Întrucît greutatea porțiunii de pilot cuprinsă în umplutură și argilă este de 55 kN, rezultă că încărcarea totală pe grupul de piloți va fi

$$52 \times (466 + 55) + 6\ 200 = \mathbf{33\ 300\ kN}.$$

Din ecuația (7.19) rezultă că frecarea negativă nu va depăși

$$Q_2 = 52 \times 466 + 52 \times \pi \times 0{,}508\ (6{,}9 \times 10 + 4{,}5 \times 25) = 39\ 300\ \text{kN}$$

plus greutatea piloților.

Încărcarea totală pe suprafața pilotului la nivelul superior al stratului de argilă vîrtoasă va fi

$$\frac{33\ 300}{52} = 640\ \text{kN}.$$

Calculînd capacitatea portantă limită a unui pilot de 0,508 m bătut pînă la 21 m sub nivelul terenului, adică avînd o fișă de 9 m în argila vîrtoasă rezultă că rezistența la tăiere la nivelul vîrfului este de 240 kN/m², iar rezistența medie la tăiere pe suprafața laterală a pilotului este

$$\frac{60 + 240}{2} = 150\ \text{kN/m}^2.$$

Capacitatea portantă a vîrfului va fi

$$9 \times 240 \times \frac{\pi}{4} 0{,}508^2 = 440\ \text{kN}.$$

Din fig. 7.10 rezultă că frecarea laterală pentru $c = 150$ kN/m² va fi 60 kN/m², așa că frecarea laterală totală este

$$\pi \times 0{,}508 \times 9 \times 60 = 860\ \text{kN}.$$

Capacitatea portantă limită a pilotului va fi

$$440 + 860 = 1\ 300\ \text{kN}.$$

Coeficientul de siguranță pentru încărcarea transmisă de suprastructură va fi

$$\frac{1\ 300}{466} = 2{,}8,$$

iar pentru încărcarea totală

$$\frac{1\ 300 \times 52}{33\ 300} = 2{,}0.$$

Criteriul dat de ecuația (7.10), folosind valoarea mai scăzută a frecării laterale de $0{,}15 \times c$, este cu greu satisfăcut, însă este puțin probabil ca simultan în toți piloții din grup să se dezvolte numai valorile cele mai coborîte ale frecării laterale. Astfel, folosind valorile inferioare ale frecării laterale se obține pentru încărcarea totală a grupului un coeficient de siguranță de 1,1.

Coeficienții de siguranță de mai înainte sînt satisfăcători, deoarece grupul de piloți este relativ compact, iar rezistența la tăiere a pămîntului de sub baza piloților crește repede cu adîncimea; în consecință și tasarea grupului va fi destul de mică.

Trebuie totuși luată în considerare posibilitatea cedării „în bloc" a grupului. Capacitatea portantă limită a unui grup de piloți considerat ca un bloc de fundație este dată de ecuația (7.14)

$$Q_u = 2D(B + L)\bar{c} + 1{,}3\, cN_c \times B \times L =$$
$$= 2 \times 9\ (19{,}7 + 5{,}3) \times 150 + 1{,}3 \times 240 \times 9 \times 19{,}7 \times 5{,}3 = 347\ 500\ \text{kN}.$$

Coeficientul de siguranță împotriva cedării grupului de piloți în bloc este

$$\frac{347\ 500}{33\ 300} = 10{,}7,$$ adică există o siguranță deplină.

Exemplul 7.12

Estacada pe piloți arătată în fig. 7.37 constă din patru piloți verticali solidarizați cu un radier de 1,20 m grosime, fiind solicitată la fața superioară a radierului de o încărcare orizontală de 400 kN. Se cere să se stabilească încărcările din piloți.

Un radier cu baza de formă pătrată cu latura de 3,6 m va avea greutatea

$$3{,}60 \times 3{,}60 \times 1{,}20 \times 24 = 373 \text{ kN}.$$

Rezultanta încărcării verticale a radierului piloților și a încărcării orizontale intersectează fața inferioară a radierului la o distanță de 1,25 m de lacentrul radierului.

Din relația (7.8) rezultă componenta verticală a piloților

$$\frac{373}{4} \pm \frac{373 \times 1{,}25 \times 1{,}35}{4 \times 1{,}35^2} =$$

$$= < \begin{matrix} 179 \text{ kN maximum} \\ 7 \text{ kN minimum} \end{matrix}$$

Orice tendință de ridicare va fi contrabalansată de greutatea pilotului și frecarea pămîntului pe suprafața laterală a pilotului.

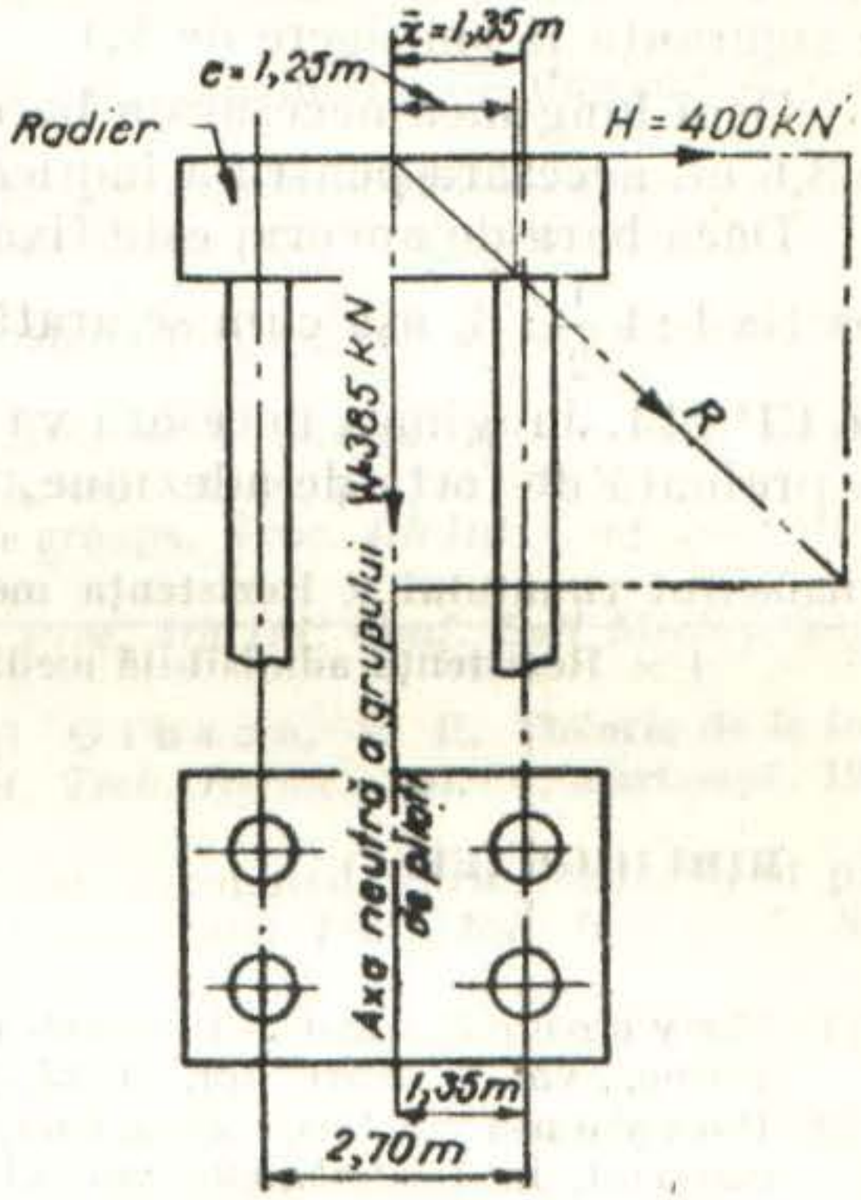


Fig. 7.37.

Exemplul 7.13

O jetea din piloți metalici tubulari bătuți prin 5,4 m de praf moale pînă la o stîncă puternic fisurată și sfărîmată este supusă la forță de smulgere de 250 kN; se cere să se dimensioneze ancorajul.

Deoarece praful moale nu poate asigura nici o rezistență la smulgere, va trebui prevăzut un ancoraj în rocă. Cum pilotul este tubular, se poate fora prin interior în rocă și se poate fixa prin cimentare un bulon de ancoraj din metal. Bulonul trebue să fie cu secțiune periodică și prevăzut cu un cap cu guler.

Aria necesară a secțiunii transversale a bazei tirantului, considerînd o rezistență admisibilă de 125 000 kN/m², va fi

$$\frac{250}{125\ 000} = 0{,}0020 \text{ m}^2 = 20 \text{ cm}^2,$$

astfel că va fi suficient un tirant avînd diametrul de 5 cm.

În ceea ce privește aderența dintre tirant și mortarul injectat, admițînd o valoare admisibilă de 700 kN/m² (v. pag. 378) rezultă o lungime necesară de ancoraj în rocă

$$\frac{250}{\pi \times 0{,}05 \times 700} = 2{,}27 \text{ m}.$$

Deoarece roca este fisurată și sfărîmată, este posibil ca ruperea să aibă loc prin ridicarea unui con invers din rocă avînd un semiunghi la vîrf de 30°. Considerînd pentru rocă o greutate volumică în stare submersată de 15,7 kN/m² și o înălțime a conului de 3,6 m, rezultă o greutate de circa 280 kN și un coeficient de siguranță la smulgere de 1,1.

Deci lungimea necesară a barei de ancoraj este determinată de adîncimea de 3,6 m, necesară pentru a împiedica ridicarea rocii.

Dacă bara de ancoraj este fixată în interiorul pilotului cu mortar de compoziția $1:1\frac{1}{2}:3$, așa cum se arată în articolul 310, a al normativului britanic CP 114, lungimea necesară va rezulta din condiția ca forța din ancoraj să fie preluată de forța de adeziune, ceea ce conduce la

$$\frac{\text{Diametrul tirantului} \times \text{Rezistența metalului la întindere}}{4 \times \text{Rezistența admisibilă medie la adeziune}} = \frac{0{,}05 \times 125\,000}{4 \times 700} = 2{,}23 \text{ m}.$$

BIBLIOGRAFIE

7.1. Meyerhof, G. G. Research into carrying capacity of piles. În: *Ann. Inst. Techn. Batim.*, vol. 6, mart.-apr., 1953, p. 371—374.
7.2. Potyondy, J. G. Skin friction between cohesive granular soils and construction material. În: *Géotechnique*, vol. 11, nr. 4, dec. 1961, p. 339—353.
7.3. Nordlund, R. L. Bearing capacity of piles in cohensionless soils. *Proc. Amer. Soc. Civ. Eng.*, SM 3, mai 1963, p. 1—35.
7.4. Vesic, A. S. Investigations of bearing capacity of piles in sand. În: *Duke University (S.U.A.) Soil Mech. Lab. Publ.* nr. 3, 1964.
7.5. Berezantsev, V. G. Load-bearing capacity and deformation of piled foundations. *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech.* vol. 2, Paris, 1961, p. 11—12.
7.6. Van Deer Veen, C. The bearing capacity of a pile predetermined by a cone penetration test. *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech.*, vol. 2, Londra, 1957, p. 72—75.
7.7. Meyerhof, G. G. Penetration tests and bearing capacity of cohensionless soils. *Proc. Amer. Soc. Civ. Eng.*, vol. 82, ian. 1965, SMI.
7.8. De Beer, E. The influence of the transverse dimensions of a pile on the point resistance. În: *De Ingenieur*, Nos 3 and 5 (1965); *Bouw en Waterbouwkunde* Nos 1 and 2 (1965).
7.9. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, p. 461
7.10. Feld, J. Discussion on session 6. *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech.*, vol. 3, Londra, 1957, p. 181.
7.11. Fellenius, B. Results of tests on piles at Gothenburg Railway Station. În: *Bull. No. 5, Geotech. Dept., Sw. State R.* 1955.
7.12. Seed, H. B. și Reese, L. C. The action of soft clay along friction piles. *Proc. Amer. Soc. Civ. Eng.*, vol. 81, 1955, p. 842.
7.13. Eide, O., Hutchinson, J. N. și Landva, A. Short-and long-term test loading of a friction pile in clay. *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech.*, vol. 2, Paris, 1961, p. 45—53.
7.14. Skempton, A. W. Long-term stability of clay slopes. În: *Géotechnique*, vol. 14, br. 2, iun. 1964, p. 77—101.

8.

Fundații pe piloți—2
Metode de proiectare și execuție

În acest capitol vor fi descrise alcătuirea și metodele de execuție a piloților. Se vor prezenta următoarele tipuri:

Piloți bătuți

— din lemn (cu secțiune rotundă sau pătrată);
— prefabricați din beton (cu secțiune plană sau cu gol);
— din beton precomprimat (cu secțiune plină sau cu gol);
— metalici cu secțiune H, casetați sau tubulari.

Piloți bătuți și turnați pe loc

— cu cămășuială din tub metalic recuperabil, introdus prin batere, avînd capătul închis cu un dop de beton (Franki);

— cu cămășuială din tub metalic recuperabil, introdus prin batere, avînd vîrful detașabil (Alfa, Delta, Holmpress, Simplex, Vibro, Western);

— din tablă metalică, bătuți cu o mandrină recuperabilă sau prin intermediul unui tub de inventar (tip Raymond cu secțiune variabilă liniar sau trepte, tip Western cu vîrful prefabricat de beton armat);

— din tuburi de beton prefabricat, bătuți cu o mandrină recuperabilă (Wests).

Piloți și coloane înșurubate

Piloți forați

— forați continuu;
— forați cu lingura sau burghiul spiral;
— de mare diametru cu supralărgire;
— tipuri realizate prin înglobarea unor elemente de beton prefabricat;
— forați sub protecția coloanei.

Piloți micști

Această enumerare poate, la prima vedere, să dezorienteze pe proiectant în alegerea tipului cel mai potrivit. Practica arată însă că trei factori princi-

pali — tipul și amplasamentul construcției, condițiile de teren, durabilitatea — vor îngusta gama de piloți ce pot fi adoptați numai la unul sau două tipuri principale. Alegerea finală este determinată de costul total.

În ceea ce privește primul factor, *amplasamentul și tipul construcției*, piloții bătuți sau bătuți și turnați pe loc la care cămășuiala este nerecuperabilă sînt cei mai avantajoși pentru lucrările din apă cum sînt cheiurile sau jetelele. Pentru construcțiile de uscat există o gamă largă de tipuri de piloți ce pot fi adoptați, dar în general pentru încărcările moderate și amplasamente înghesuite, cei mai ieftini sînt piloții bătuți și turnați pe loc. În cazul unor clădiri existente în vecinătate este însă necesară de obicei alegerea unui tip, care poate fi realizat fără deformații ale terenului sau vibrații, adică anumite variante de piloți forați și turnați pe loc. Piloții introduși prin presare sînt convenabili pentru subzidirea construcțiilor existente. Piloții forați de diametru mare reprezintă de obicei soluția cea mai economică pentru construcțiile foarte grele, în special în terenurile care pot fi forate cu ajutorul unor instalații de foraj puternice.

Condițiile de teren influențează atît alegerea tipului de pilot cît și modul de realizare a pilotului. De exemplu piloții bătuți nu pot fi folosiți eficient în terenuri conținînd bolovani sau în cele în care umflarea ar fi dăunătoare. Pe de altă parte însă, piloții bătuți sînt de preferat în cazul nisipurilor și pietrișurilor afînate, purtătoare de apă, datorită compactării provocată de batere, care poate face să se dezvolte întreaga capacitate portantă potențială a acestor pămînturi. Piloți din profile H, care conduc la dislocuiri de pămînt reduse sînt portiviți pentru cazurile în care este necesară o pătrundere adîncă în nisipuri și pietrișuri. Argilele vîrtoase favorizează adoptarea de piloți forați și cu bulb. Lărgirea la bază nu este posibilă în pămînturile necoezive.

Durabilitatea influențează adeseori alegerea tipului de pilot. În ape marine, din considerente de coroziune, piloții din beton prefabricați pot fi preferați față de cei metalici. Piloții de lemn pot fi contraindicați din cauza riscului de a fi atacați de moluște care îi distrug prin perforare. Acolo unde pămînturile conțin sulfați sau alte substanțe agresive, în locul piloților realizați prin turnarea betonului în teren, la care prezența apei subterane poate crea dificultăți în ceea ce privește compactitatea betonului, sînt de preferat piloții care înglobează elemente de beton prefabricat de calitate superioară.

După ce, pe baza acestor considerente, ne-am oprit la unul sau două tipuri principale de piloți, alegerea definitivă se face pe considerente de cost. Aceasta nu înseamnă neapărat costul cel mai redus pe metru liniar de pilot. Proiectantul trebuie să determine costul total al fundației pe piloți. El trebuie să ia în considerare capacitatea executantului de a realiza viteza de lucru prevăzută de program, posibilitatea de a fi obligat să ducă piloții la o adîncime mai mare decît s-a prevăzut inițal, experiența constructorului de a depăși eventualele dificultăți de execuție, costul unui program extins de încercări de probă necesar pentru a se suplini experiența insuficientă privind comportarea piloților de tipul ales în condițiile respective de teren, costul încărcărilor de probă de verificare obișnuite, costul supravegherii tehnice a realizării piloților și a încărcărilor de probă, costul organizării de șantier și a cheltuielilor ce se fac în perioada de la predarea amplasamentului și pînă la începerea suprastructurii.

mele două tipuri consumă mai mult puţin oţel decît piloţii din beton prefabricaţi.

Cu toate acestea, piloţii din beton armat prefabricaţi sînt încă utilizaţi pe scară largă la lucrări înalte ca debarcadere şi jetele, unde pilotul este necesar să se menţină deasupra terenului sub forma unui stîlp independent. Ei se folosesc de asemenea în cazul unor condiţii de teren nefavorabile pentru piloţii turnaţi în loc şi în cazurile cînd este necesară o rezistenţă mare la solicitări orizontale, cum este de exemplu cazul fundaţiilor maşinilor grele cu mişcări orizontale ample, sau cel al piloţilor de ancoraj de la zidurile de sprijin.

Pentru lungimi mici şi mijlocii, piloţii au de regulă secţiune pătrată, în timp ce pentru lungimi mari sînt de preferat piloţii cu secţiuni hexagonale, octogonale sau circulare. Pentru a le micşora greutatea se poate prevedea un gol central, care poate fi umplut după batere cu beton.

Pentru a evita balansuri excesive în timpul manipulării şi baterii, se admit în mod curent următoarele lungimi maxime, în funcţie de secţiunea transversală.

Dimensiunea transvesală a pilotului, cm	Lungimea maximă, m
25	12
30	15
35	18
40	22
45	25

Proiectarea piloţilor din beton armat prefabricaţi

Proiectarea piloţilor din beton armat prefabricaţi este guvernată de necesitatea de a se asigura o rezistenţă suficientă la solicitările ce apar în timpul ridicării şi manipulării piloţilor precum şi ulterior în timpul baterii lor. Este probabil ca piloţii, odată bătuţi în poziţie finală, să fie supuşi unor solicitări datorate încărcărilor fundaţiilor mult mai mici decît acelea provocate de manipulare şi batere.

Proiectarea piloţilor astfel încît să reziste la eforturile din batere a fost mult influenţată de cercetările lui Glanville, Grime şi Davies [8.7] de la Building Research Station. Ei au înglobat în piloţi doze de eforturi pentru măsurarea mărimii şi vitezei undei de efort, care după fiecare bătaie se propagă de la capul la vîrful pilotului, de unde parţial se reflectă, pentru a se întoarce iar la capul pilotului. Cercetările arată că eforturile produse într-un pilot de loviturile berbecului depăşesc mult pe acelea rezultate din rezistenţa la batere (calculată cu o formulă dinamică) împărţită la secţiunea transversală a pilotului. S-a stabilit că eforturile din batere depind aproape în întregime de înălţimea de cădere a berbecului şi de felul amortizării dintre cască şi pilot. În ceea ce priveşte armarea, autorii citaţi mai înainte fac următoarele recomandări:

a) Cantitatea de armătură longitudinală trebuie să fie proporţională cu eforturile ce apar în timpul ridicării şi manipulării (cercetările au arătat

că procentul de armare principală se pare că nu are nici un efect asupra rezistenței la batere).

b) Cantitatea de armătură transversală, atunci cînd este de așteptat o batere puternică, nu trebuie să fie mai mică decît 0,4% din volumul total de beton.

c) Procentul de armare de legătură în capul pilotului trebuie să fie de 1%.

În normele „Code of Practice for Foundations" se afirmă: „Armarea transversală este de o importanță deosebită pentru eforturile din batere și trebuie să fie sub formă de etrieri sau frete avînd un diametru de cel puțin 5 mm. La ambele capete ale pilotului, pe o distanță egală cu de trei ori lățimea sa, volumul armăturii transversale nu va fi mai mic decît 0,6% din volumul total de beton. În restul pilotului, armarea transversală nu va fi mai slabă decît 2% din volumul de beton și nu va fi așezată la distanțe mai mari decît jumătate din lățime minimă a pilotului. Trecerea de la porțiunile de la capete, cu armare transversală deasă, la cele cu armare rară se face gradat pe o lungime egală aproximativ cu de trei ori lățimea pilotului.

Acoperirea întregii armături, inclusiv a sîrmei de legare, nu va fi mai mică de 3,8 cm, iar acolo unde piloții sînt expuși apei de mare sau altor agenți corozivi, acoperirea nu va fi nicăeri sub 5 cm. Fretele și etrierii trebuie fixați bine de armătura longitudinală cu ajutorul sudurii sau cu sîrmă din oțel moale, capetele libere fiind întoarse în interiorul pilotului. Barele longitudinale pot fi menținute separate prin bare de montaj așezate la distanțe de cel mult 1,5 m".

Este de remarcat că procentajul de armare transversală, sub formă de etrieri sau frete din capul piloților, indicat de „Code of Practice", este doar de aproximativ jumătate din cel recomandat de Glanville, Grim și Davies.

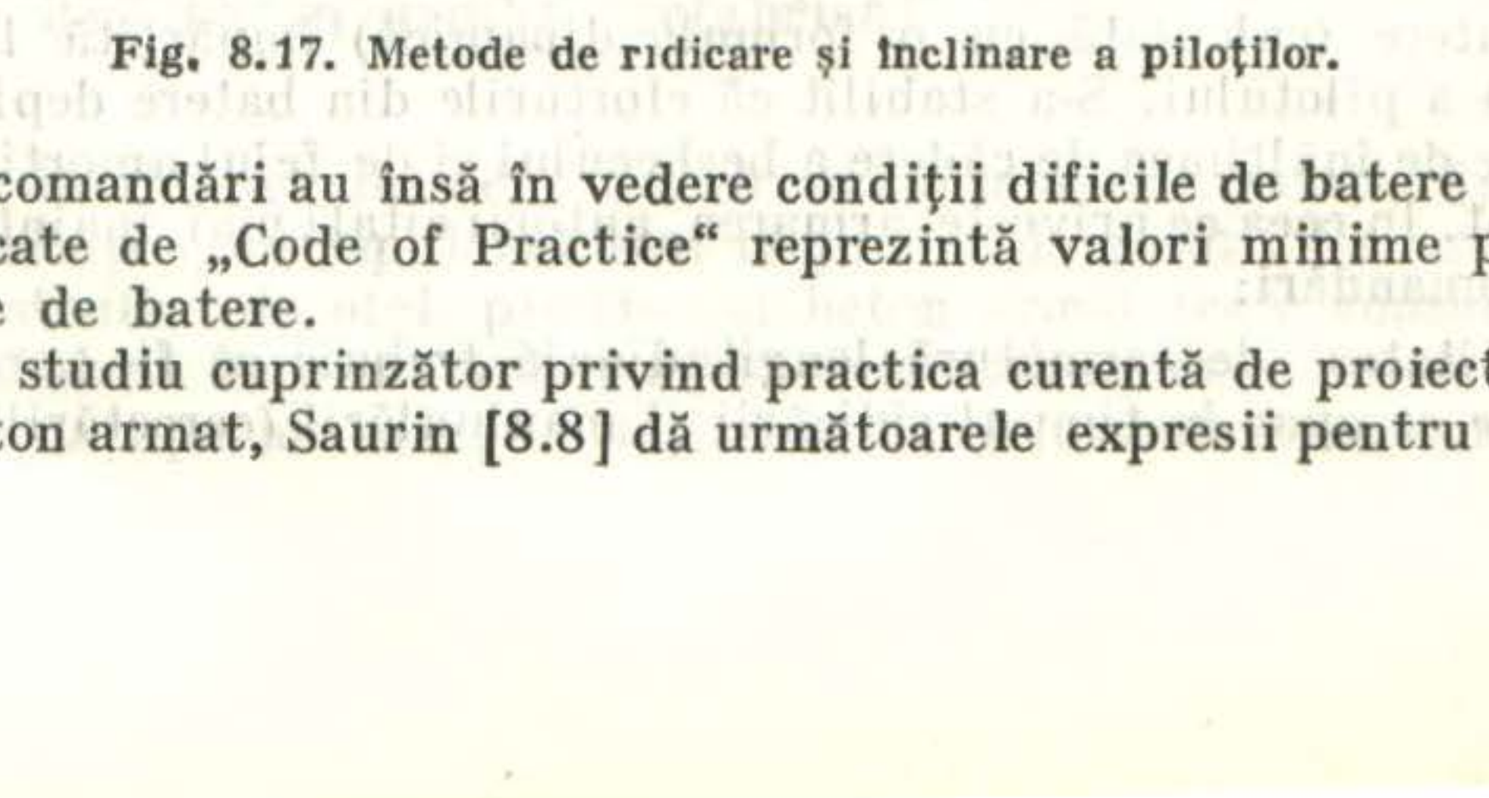


Fig. 8.17. Metode de ridicare și înclinare a piloților.

Ultimele recomandări au însă în vedere condiții dificile de batere în timp ce cifrele indicate de „Code of Practice" reprezintă valori minime pentru condiții ușoare de batere.

Într-un studiu cuprinzător privind practica curentă de proiectare a piloților din beton armat, Saurin [8.8] dă următoarele expresii pentru momentele

încovoietoare ale unui pilot de greutate W și lungime L corespunzătoare la diferite condiții de rezemare în timpul ridicării și manipulării (fig. 8.17, a—h):

Condiția	*Momentul static încovoietor maxim*
a) Ridicare prin suspendare în două puncte situate la $\frac{L}{5}$ de la ambele capete	$\pm \frac{WL}{50}$
b) Ridicare prin suspendare în două puncte situate la $\frac{L}{4}$ de la ambele capete	$-\frac{WL}{32}$
c) Ridicare prin prindere într-un singur punct situat la $\frac{3}{10}L$ de la cap	$\pm \frac{WL}{22}$
d) Ridicare prin prindere într-un singur punct situat la $\frac{L}{3}$ de la cap	$-\frac{WL}{18}$
e) Ridicare prin prindere într-un singur punct situat la $\frac{L}{4}$ de la cap	$+\frac{WL}{18}$
f) Ridicare prin prindere într-un singur punct situat la $\frac{L}{5}$ de la cap +	$\frac{WL}{14}$
g) Ridicare prin prindere de la un capăt	$\blacklozenge \frac{WL}{8}$
h) Ridicare prin prindere de la centru	$-\frac{WL}{8}$

Saurin recomandă că armătura longitudinală să se proiecteze pentru un moment încovoietor maxim $\pm \frac{WL}{18}$. Aceasta va permite ridicarea prin prinderea de un punct situat față de capăt la o distanță cuprinsă între o treime și un sfert din lungimea pilotului. Momentul încovoietor produs prin ridicarea prin prinderea de un punct situat la o cincime sau un sfert din lungimea pilotului este relativ mic; aceasta este avantajos, deoarece piloții sînt ridicați de obicei de la locul de turnare și duși la locul de depozitare la o vîrstă fragedă și înainte ca betonul să fie atins rezistența la care a fost proiectat.

Dacă se admite un coeficient de siguranță de 2,25 aplicat rezistenței de curgere a oțelului, atunci momentul rezistent al secțiunii pilotului proiectată pentru un moment $\frac{WL}{18}$ va fi $\frac{WL}{18} \cdot 2{,}25$ adică $\frac{WL}{8}$. Rezultă deci că momentul de rezistență limită este egal cu momentul încovoietor corespunzător rezemării simple la cele două capete.

Ca urmare a acestui fapt Saurin dă următoarea regulă de proiectare:

„Un pilot va fi considerat armat suficient pentru eforturile de încovoiere, dacă momentul de rezistență limită al secțiunii sale este egal cu momentul încovoietor produs cînd pilotul, în poziție orizontală, este simplu rezemat la cele două capete".

Folosind criteriul şi ecuaţia lui Evans [8.9] pentru calculul rezistenţei limită a secţiunilor de beton armat pe baza cedării plastice, Saurin a elaborat tabelul 8.2 de proiectare pentru piloţii de secţiune pătrată, la care s-a luat în considerare o acoperire a barelor principale de 3,8 cm.

Tabelul 8.2

Lungimile maxime de piloţi pentru o armare dată

Diametrul barei mm	Pilot cu latura de 30 cm m	Pilot cu latura de 35 cm m	Pilot cu latura de 38 cm m	Pilot cu latura de 40 cm m
19	11,5	11,0	—	—
22	13,5	13,0	—	—
25	15,0	14,5	14,0	13,5
28	17,0	16,0	15,5	15,0
32	—	17,5	17,0	17,5
35	—	19,0	18,5	18,0
38	—	—	20,0	19,5

După Evans, momentul de rezistenţă limită este:

$$M = bd^2 p t_y \left(1 - \frac{0{,}6\ p t_y}{u}\right) \tag{8.1}$$

unde: b este lăţimea pilotului;
d — adîncimea sa efectivă;
p — raportul de armare $\frac{A_s}{bd}$
t_y — rezistenţa de curgere a armăturii;
u — rezistenţa la aderenţă a armăturii.

Lungimea maximă a piloţilor, indicată în tabelul 8.2, a fost calculată pe baza ecuaţiei:

$$L = \frac{8M}{W} \tag{8.2}$$

şi considerînd $t_y = 2\,600$ daN/cm² şi $u = 280$ daN/cm².

Diametrul minim al barelor de armare indicat în tabelul 8.2 este 20 mm. Piloţii avînd o lungime mai mică decît valoarea minimă de 11 m, arătată în tabel, pot fi ridicaţi cu un şurub cu inel care normal se găseşte într-un punct situat la 1,20 m de la cap; dar atunci cînd astfel de piloţi ajung să aibă o lungime apropiată de 11 m este recomandabil să se verifice că momentele încovoietoare avute în vedere la proiectare nu sînt depăşite la ridicarea, prin prinderea în acest fel.

În tabelul 8.3 sînt date, după Saurin, valorile pentru proiectarea armăturii transversale în cazul unei bateri de intensitate moderată.

Procentul de armare transversală de 0,195%, indicat în tabelul 8.3, este mai mic decît valoarea 0,2% prevăzută de „Code of Practice". Deşi Glanville, Grime şi Davies recomandă pînă la 0,4% pentru o batere energică, Sau-

Tabelul 8.3

Tabel pentru proiectarea armăturii transversale a pilotului

Latura pilotului pătrat cm	Diametrul etrierilor mm	Distanța între etrieri cm
30	5	9
	6	15
35	6	15
	8	23
38	6	14
	8	22
40	6	13
	8	20

Notă. Acest tabel are în vedere etrieri simpli și o acoperire de beton de 3,8 cm pentru barele principale. Procentul de armare corespunzător este de aproximativ 0,195%.

Tabelul 8.4

Tabel pentru proiectarea armării corpului și vîrfului pilotului

Diametre de pilot de la capăt	Etrieri	Fretă	Procentul de armare în volume
1, 2	O treime din distanță normală	Pasul egal cu distanța normală dintre etrieri	1,0
3, 4	O jumătate din distanța normală	—	0,4
5	Două treimi din distanța normală	—	0,3
6	Distanța normală	—	0,2

rin consideră că o armare transversală mai slabă chiar decît 0,2% rezistă în realitate unei bateri foarte puternice.

În tabelul 8.4 sînt date, după Saurin, valorile de proiectare pentru vîrful și capul piloților.

La o batere moderată sau puternică este convenabilă fretarea. În mod normal freta este plasată în interiorul barelor principale, însă Saurin socoteşte că este bine ca ea să fie aşezată în exterior. Micşorarea acoperirii cu beton a fretei nu este dezavantajoasă, deoarece această parte a pilotului este în orice caz spartă ulterior pentru a lega capetele piloților.

Detalii privind armarea piloților din beton armat prefabricați sînt date în fig. 8.18, *a* și *b*. Pilotul octogonal cu dimensiunea de 78 cm a fost proiectat de firma Wimpey pentru Irish Refining Company's Marine Terminal la Cork, Irlanda.

Saboții pilotului

Atunci cînd piloții sînt bătuți în întregime în pămînturi moi nu trebuie prevăzut un sabot. Capătul inferior al piloților este turnat de obicei sub forma unui vîrf teşit, aşa cum se arată în fig. 8.19, *a*. Pentru baterea în argile tari sau nisipuri și pietrişuri îndesate se preferă un vîrf mai ascuțit (fig. 8.19 *b*). Sabotul metalic pentru batere care se vede de obicei la piloții de beton, indiferent dacă sînt bătuți în terenuri moi sau tari, provine dintr-o concepție de proiectare aplicată la piloții de lemn, unde acest sabot are drept scop să împiedice desfacerea sau aşchierea lemnului; de fapt, în terenurile moi nu este necesar nici un fel de sabot. Atunci cînd piloții trebuie bătuți în teren ce conține bolovani sau blocuri este necesar un sabot ca cel arătat în fig. 8.19, *c*, pentru a găuri bolovanii sau pentru a împiedica sfărîmarea vîrfului cînd acesta împinge în lături bolovanii sau blocurile. Suprafața părții

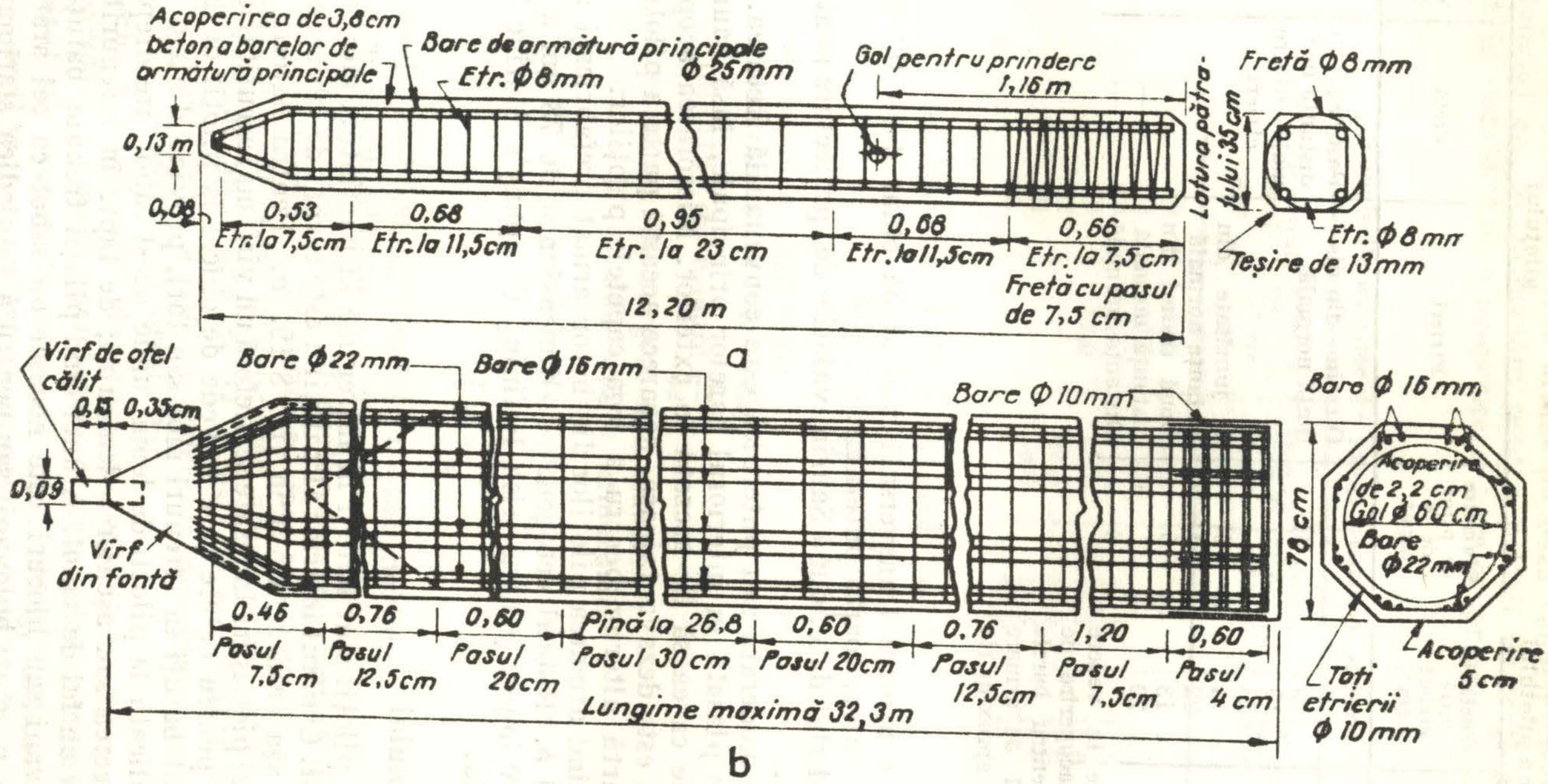


Fig. 8.18. Detalii de armare a unor piloți din beton armat prefabricați:

a — detalii de armare pentru un pilot de 25 × 25 × 1 200 cm; *b* — detalii de armare pentru un pilot octogonal cu dimensiunea transversală de 78 cm și avînd un gol central.

superioare a sabotului metalic în contact cu betonul pilotului trebuie să fie destul de mare pentru a exista siguranța că eforturile de compresiune din beton vor fi în limite admisibile.

Atunci cînd piloții trebuie să pătrundă în material stîncos, de exemplu pentru a se obține o rezistență laterală suficientă, se folosește un vîrf special, ca cel din fig. 8.19, *d*. Dacă piloții sînt bătuți pînă la o rocă tare, se

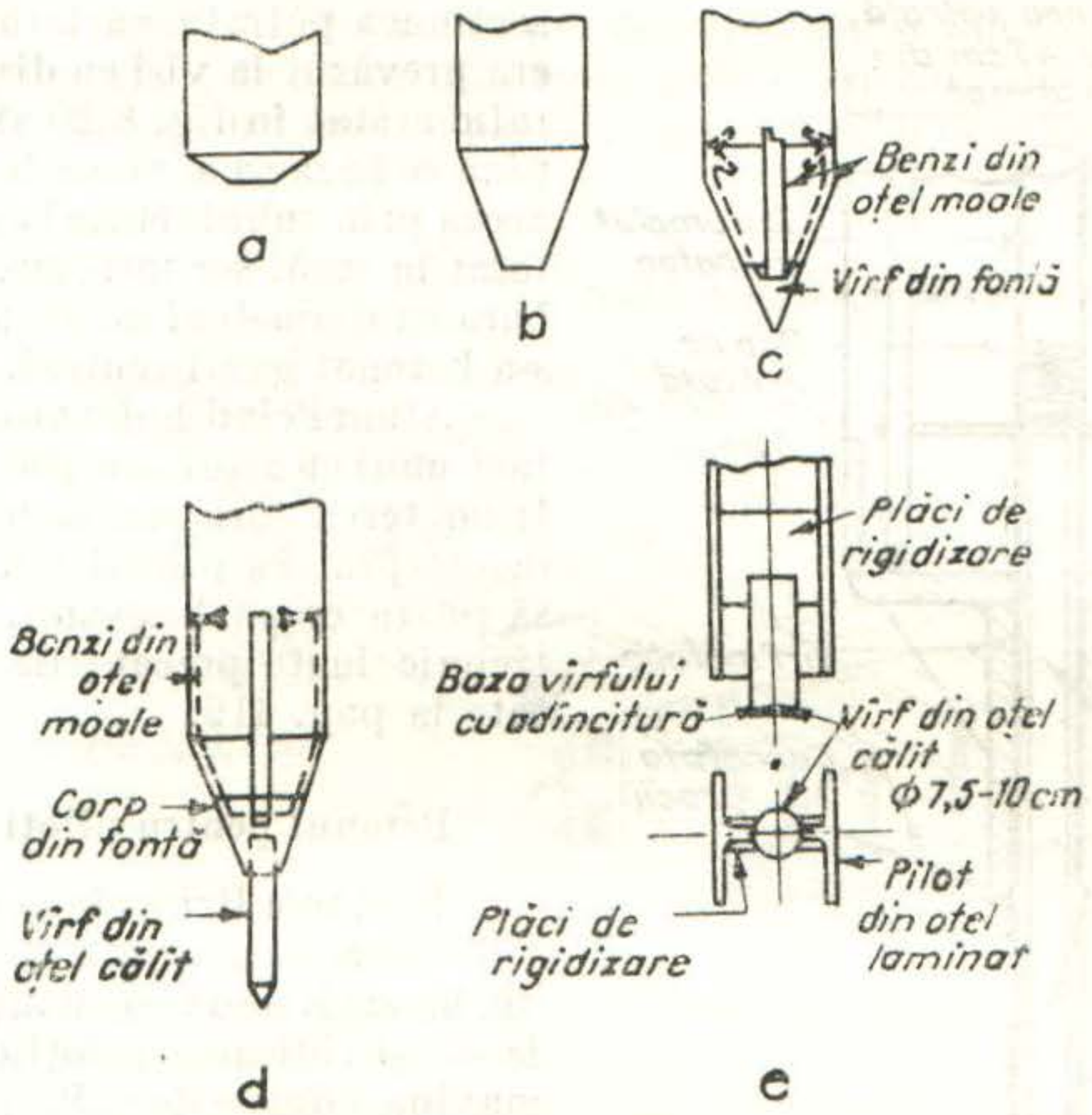


Fig. 8.19. Tipuri de saboți pentru piloți în diferite condiții de teren:

a — pămînt moale; *b* — argilă vîrtoasă pînă la tare, nisip și pietriș îndesat; *c* — teren conținînd bolovani și blocuri; *d* — vîrf pentru pătrundere într-un strat stîncos; *e* — vîrf tip Oslo folosit pentru un pat stîncos înclinat.

recomandă folosirea vîrfului tip „Oslo" (fig. 8.19, *e*). Acesta este foarte potrivit pentru batarea pilotului pînă la un pat stîncos înclinat, unde, dînd cu grijă lovituri cu un berbec greu dar cu cursă scurtă, capătul ascuțit al vîrfului găurit va pătrunde în rocă, împiedicînd astfel o eventuală alunecare pe suprafața stîncii. Cercetările care au condus la elaborarea vîrfului Oslo sînt descrise de Bjerrum [8.10]. Firma Wimpey a folosit acest vîrf pentru piloții octogonali de tipul arătat în fig. 8.18, *b*. În acest caz, vîrful din oțel călit B.S. 970: EN 24, avînd diametrul de 90 mm, era înglobat într-un sabot din fontă călită. Partea inferioară a vîrfului avea o scobitură concavă adîncă de 12 mm. Tăria oțelului pe scara Brinell era de 400 la 600. S-a observat de asemenea că după înglobarea vîrfului de oțel în masa de fontă turnată, tăria oțelului avea de suferit, astfel încît era necesar un tratament ulterior prin încălzirea cu grijă a vîrfului cu ajutorul unei flăcări.

Vîrful tip Oslo a fost introdus în rocă prin bătăi foarte uşoare cu berbecul, pînă ce a existat siguranţa că a pătruns în întregime, după care cursa berbecului a putut fi mărită, continuîndu-se penetrarea vîrfului.

În cazul cheiului de petrol Skarvik de la Göteborg [8.11] piloţii de beton armat bătuţi pînă la roca tare cu suprafaţa abruptă au fost fixaţi ca un diblu în rocă prin bare de oţel introduse în găuri forate. Pilotul, avînd secţiunea pătrată cu latura de 45 cm, era prevăzut la vîrf cu dispozitivul metalic arătat în fig. 8.20 şi a fost bătut pînă ce baza sa a ajuns la stîncă, după aceea prin tubul central al pilotului s-a forat în rocă, s-a introdus drept ştift o bară cu diametrul de 38 mm şi în final s-a betonat golul central.

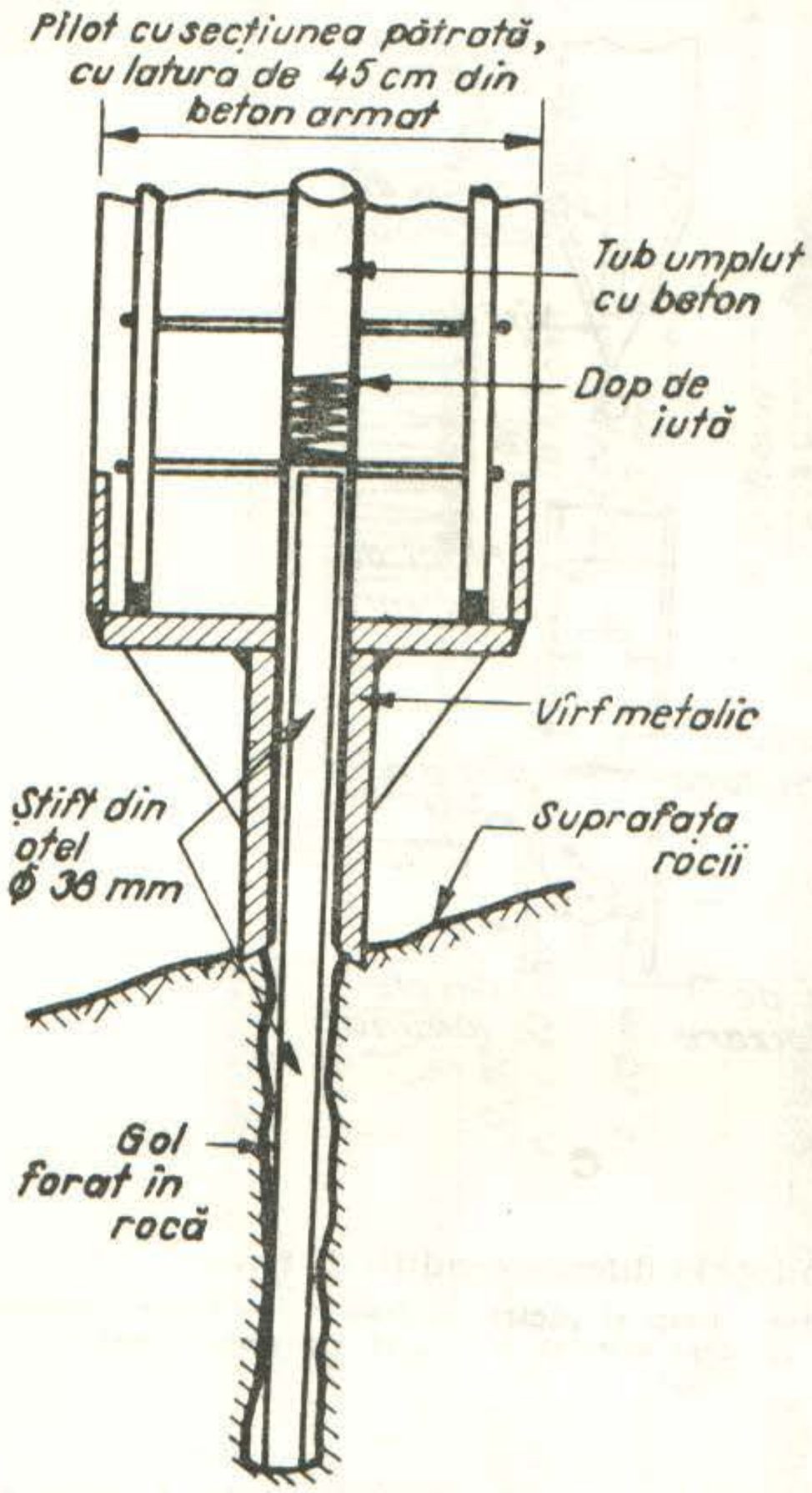


Fig. 8.20. Piloţi din beton armat cu diblu în rocă de la jeteaua Skarvik Oil, Göteborg.

Atunci cînd bolovanii sînt în contact unul cu altul sau sînt înglobaţi într-un teren tare sau compact, nu este de aşteptat ca piloţii din beton armat să poată crăpa bolovanii. În acest caz, trebuie luate precauţiile speciale arătate la pag. 419.

Betonul pentru piloţi

În Marea Britanie se obişnuieşte să se limiteze eforturile care apar în beton din încărcările de serviciu şi din manipularea şi ridicarea piloţilor, la valorile maxime admise de C.P. 114. În timpul baterii pot apărea însă eforturi considerabil mai mari. Pentru acest motiv betonul se prepară cu dozajul 1:1,5 :3 şi doar în cazurile de batere uşoară se foloseşte un beton cu dozajul 1:2:4.

Pentru cazul cînd este de aşteptat o batere dificilă poate fi avantajos să se adopte chiar, pentru porţiunile de cap şi vîrf ale pilotului, dozaje mai bogate, de exemplu 1:1:2. Atunci cînd pilotul lucrează ca un stîlp, valorile admisibile pentru rezistenţele medii la compresiune ale piloţilor sub încărcările de serviciu vor trebui afectate de coeficienţii de reducere daţi în tabelul 7.3.

De obicei la piloţi se utilizează cimentul portland normal. Deşi rezistenţele iniţiale mari ale betoanelor bogate în ciment aluminos sînt avantajoase din punct de vedere al decofrării rapide şi al perioadei scurte de protejare, există destule dovezi că ulterior are loc o reducere substanţială a acestor rezistenţe. Astfel de condiţii pot să apară în special în climatele tropicale, unde piloţii depozitaţi sînt expuşi unei insolaţii intense. În schimb nu există dovezi ale

reducerii rezistenței betonului preparat cu ciment rezistent la sulfați sau superfosfați după ce a fost dezvelit, chiar în condițiile unor temperaturi produse de soarele tropical (v. pag. 678).

Turnarea

Piloții pot fi turnați direct pe un pat de beton sau se pot folosi cofraje de fund rezemate pe grinzi de suport din lemn a căror curbare trebuie evitată în timpul și după turnarea betonului; patul de turnare va fi deci așezat pe o um-

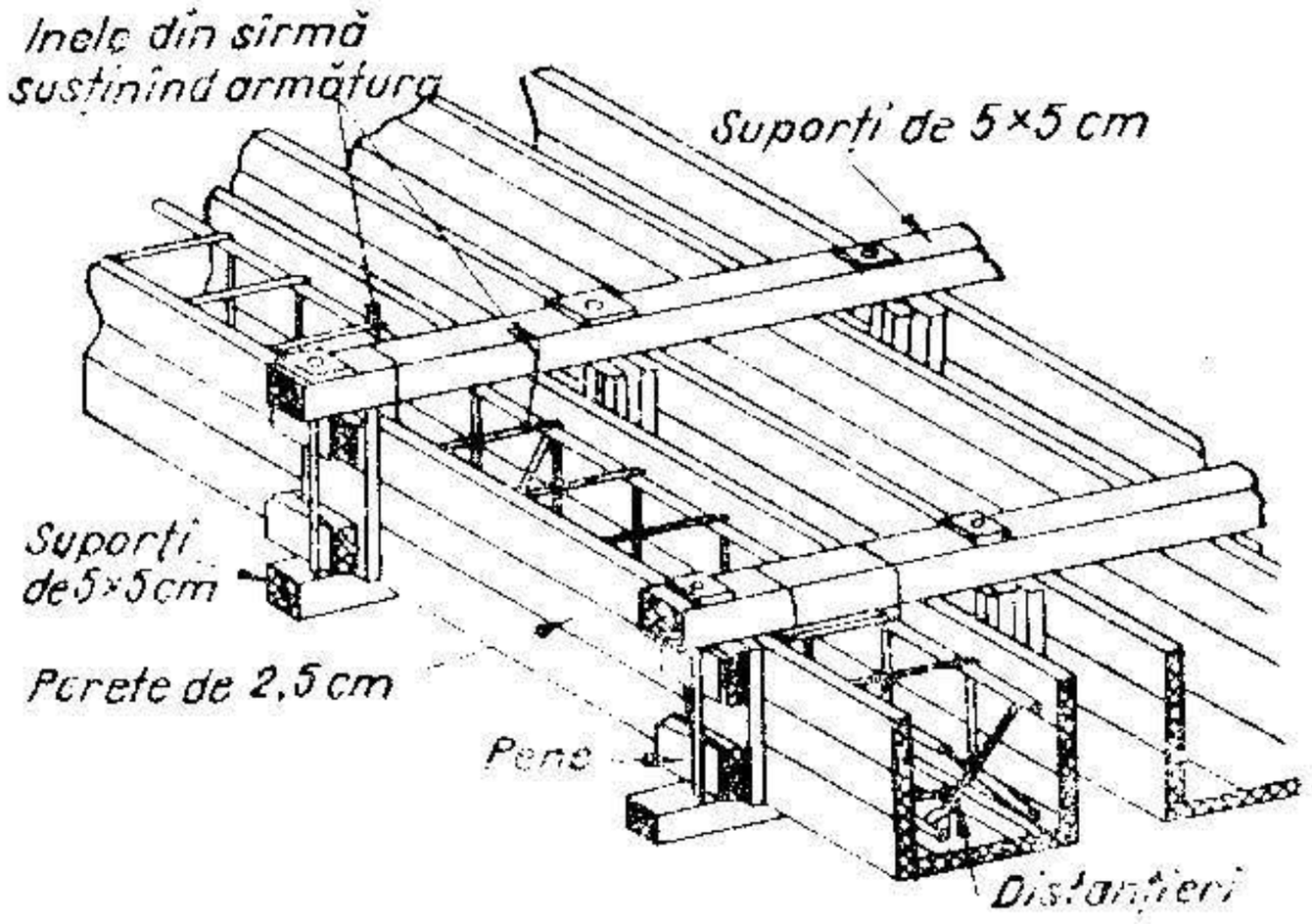


Fig. 8.21. Cofraj pentru piloți prefabricați din beton.

plutură rezistentă, bine compactată și suficient de groasă pentru a se evita tasarea patului sub greutatea pilotului. Aceasta este necesar în special atunci cînd piloții sînt turnați în etaje, fiind așezați unul peste celălalt.

Trebuie să existe un număr mai mare de cofraje laterale decît cele de fund, deoarece primele se degradează mai repede. După încheierea și ungerea cofrajului, carcasa de armătură preasamblată este coborîtă în cofraj și fixată prin legare de grinzi transversale cu legături din sîrmă, așa cum se arată în fig. 8.21.

Pentru a preveni curbarea armăturii trebuie prevăzut un număr suficient de astfel de legături. Dacă se produce curbarea, acoperirea cu beton a barelor se va micșora și va apărea pericolul ca acestea să ruginească, iar betonul să fie exfoliat. Capetele piloților trebuie să fie turnate perfect centrice în raport cu axa lor.

Golurile pentru ridicare și cele ale șuruburilor cu inel se realizează prin inserarea unor bucăți scurte de tub metalic. Betonul se compactează cu pervibratoare scurte, manevrate manual, care trebuie îngropate și extrase la intervale mici de timp și la distanțe reduse. Betonul trebuie făcut să alunece între bare și cofraj pentru a evita formarea pe fața betonului a unor goluri în formă de fagure. Trebuie dată o atenție deosebită pentru ca betonul să se muleze pe fețele superioare ale piloților hexagonali sau octogonali. O grijă egală trebuie acordată în netezirea feței expuse cu ajutorul unei scînduri. Cofrejele trebuie

umplute puțin în exces pentru ca betonul să poată fi presat în jos cu această scîndură, fiind astfel îndesat și asigurîndu-se o suprafață densă și strîns legată.

Cofrejele laterale trebuie scoase cît mai curînd posibil și piloții trebuie menținuți în stare umedă timp de șapte zile prin combinarea stropirii cu apă și a acoperirii cu o pînză umedă de iută. Acest proces de conservare umedă trebuie continuat pînă ce betonul este destul de tare pentru ca piloții să poată fi ridicați și duși la locul de depozitare. La un anumit timp după turnare, piloții trebuie marcați vizibil cu un număr de referință indicîndu-se lungimea pilotului și data turnării. Aceasta va da asigurarea că pentru amplasamentul respectiv s-au folosit piloți confecționați corect și că nu vor fi bătuți piloți de curînd turnați. Intervalele de timp necesare între turnare, ridicare și batere trebuie stabilite prin încercările de zdrobire a unor cuburi de beton confecționate în același timp cu turnarea betonului. Cuburile trebuie protejate și depozitate în aceleași condiții ca și piloții, astfel încît rezistențele să poată fi comparabile. Acolo unde piloții se toarnă pe un pat de beton, aceștia trebuie să fie răsturnați ușor cu ajutorul unor răngi și pene mai înainte de a fi ridicați. Aceasta dă posibilitate aerului să pătrundă sub pilot anihilînd în acest fel suctiunea dintre pilot și pat.

În depozit, suporții dintre piloți trebuie așezați în poziții prestabilite, determinate de eforturile rezultate, ținînd seamă de locurile de prindere pentru ridicare spre a exista garanția că momentele încovoietoare avute în vedere la proiectare vor fi depășite. În fig. 8.22 se arată cum pot rezulta momente excesive dintr-o depozitare necorespunzătoare. Stocarea trebuie făcută astfel încît aerul să aibă posibilitatea să circule liber în jurul piloților. Pe vreme călduroasă piloții din stoc trebuie protejați împotriva unei uscări prea rapide prin învelire cu o prelată sau printr-un acoperiș.

Uneori, în practică, piloții sînt turnați pe un pat de beton la distanțe între axe egale cu de două ori lățimea lor. După demontarea cofrajelor laterale se toar-

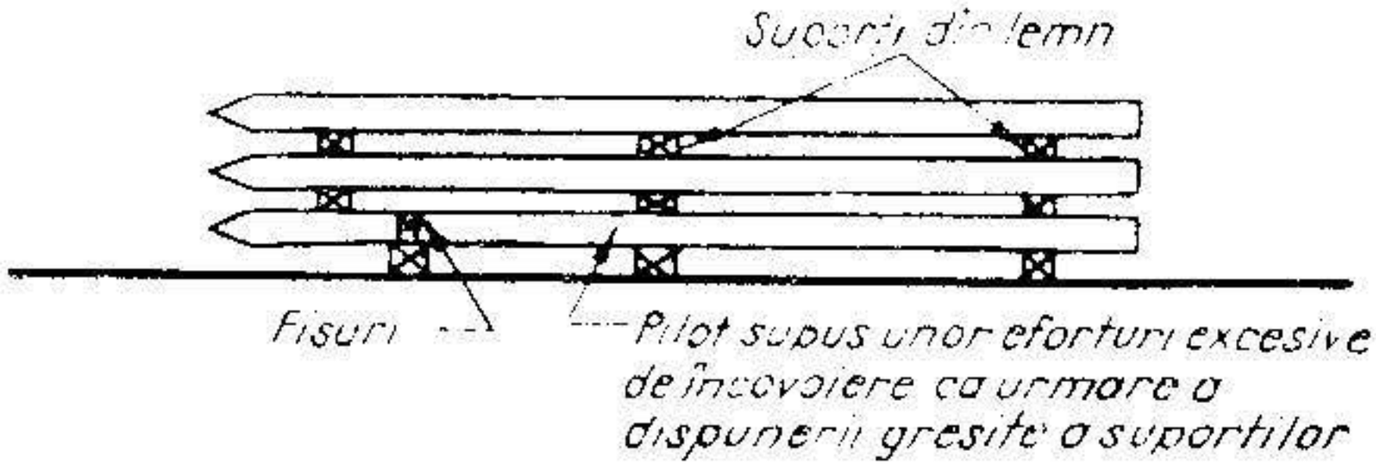


Fig. 8.22. Suprasolicitarea piloților datorită stocării neîngrijite.

nă alți piloți în golurile intermediare, apoi alți piloți deasupra și așa mai departe. Acest procedeu economisește spațiul pe poligonul de turnare, dar are dezavantajul că piloții cei mai întăriți se găsesc la baza depozitului și nu se poate deplasa nici un pilot pînă ce toți nu sînt suficient de tari pentru a fi manipulați.

Înainte de batere, piloții trebuie controlați cu atenție pentru a se vedea dacă au vreo fisură. Manipularea sau ridicarea lipsită de grijă a piloților la vîrsta fragedă poate provoca fisuri fine transversale, care favorizează corodarea armăturii, în special dacă se găsesc într-un mediu defavorabil, cum este de exemplu cazul piloților de la construcțiile maritime.

Spargerea capetelor piloţilor

După baterea piloţilor la cota necesară este obiceiul de a se sparge capul pilotului pentru a dezgoli armătura, care este înglobată apoi în radier. Pentru această operaţie unealtă cea mai convenabilă este ciocanul pneumatic. Nu trebuie să fie folosită nici o metodă care ar provoca fisurarea sau sfărîmarea betonului sub nivelul inferior al radierului ce înglobează capetele piloţilor.

Dacă pilotul refuză să mai pătrundă atunci cînd se găseşte încă la o cotă prea ridicată, este necesar să se taie surplusul de lungime. Aceasta se poate realiza prin sfărîmarea betonului de la muchii pentru a dezgoli armătura, care este apoi tăiată cu bonfaierul sau cu flacăra. Pilotul poate fi rupt apoi în această secţiune, trăgîndu-l în sus cu cabluri fixate de cap. Pilotul trebuie apoi spart pe o adîncime suficientă sub secţiunea de tăiere, pentru a se asigura o bună prindere a armăturii în radier.

Înnădirea piloţilor

Dacă se cere ca piloţii să fie bătuţi mai adînc decît s-a prevăzut iniţial, poate apărea necesitatea ca ei să fie extinşi prin înnădirea armăturii şi turnarea unei lungimi suplimentare. În acest caz, se sparge betonul din capul piloţilor deja bătuţi, pentru a dezveli armătura pe o lungime egală cu de 40 ori diametrul barelor longitudinale. După aceea, se fixează în poziţie carcasa de armătură pentru extinderea lungimii, iar barele sînt sudate în punctele de contact sau petrecute pe cel puţin 40 de diametre; după aceasta se asamblează cofrajul suplimentar exact în prelungirea pilotului bătut anterior şi se betonează.

Piloţi din elemente prefabricate din beton asamblate

Unul dintre principalele dezavantaje ale piloţilor obişnuiţi din beton prefabricaţi este faptul că nu pot fi extinşi cu uşurinţă. Astfel, dacă stratul portant se găseşte local la adîncimi mai mari decît s-a constatat prin foraje, se produc întîrzieri din cauza necesităţii de a sparge capul pilotului, de a turna lungimi suplimentare şi de a aştepta întărirea lor. Pe de altă parte, dacă stratul portant este mai la suprafaţă decît s-a crezut, prin tăiere se pierde din lungimea piloţilor. Acest dezavantaj poate fi înlăturat prin folosirea unor elemente din beton armat asamblate şi solidarizate împreună înainte de baterea pilotului complet. În felul acesta pot fi adăugate după nevoie lungimi suplimentare sau lungimile rămase afară pot fi demontate.

Pentru a îndeplini aceste condiţii a fost pus la punct sistemul suedez de piloţi „Herkules", care constă din elemente prefabricate de beton cu înnădiri sistem „baionetă". Acestea din urmă sînt proiectate astfel încît să reziste la aceleaşi eforturi de compresiune, întindere şi încovoiere ca şi corpul pilotului. Se afirmă că astfel de piloţi pot fi bătuţi pînă la adîncimi de 90 m sau mai mult.

Piloţi din beton precomprimaţi

Pentru a face economii de armătură şi a micşora greutatea piloţilor în vederea manipulării (realizată prin secţiuni transversale mai mici) s-au folosit din ce în ce mai mult în ultimii 15 ani piloţii din beton precomprimaţi.

În Marea Britanie ei au înlocuit pe scară largă piloții din beton prefabricați pe amplasamentele unde erau necesari piloți lungi. Economia de armătură se realizează prin folosirea unor sîrme de oțel de mare rezistență. Precomprimarea piloților cere un beton de calitate superioară care la rîndul său prezintă o bună rezistență pentru eforturile rezultate din batere. Ca și în cazul piloților obișnuiți din beton, armătura longitudinală este proiectată pentru a rezista eforturilor din ridicare și manipulare, iar pentru a rezista la eforturile din batere nu mai este necesară o altă armătură suplimentară în afara etrierilor. De asemenea pentru a se preveni dezvoltarea unor fisuri foarte fine datorite manipulării, pilotul este precomprimat.

Această măsură, împreună cu buna calitate a betonului, conferă pilotului din beton precomprimat o durabilitate sporită în pămînturile agresive sau în lucrările marine. Fabricanții de piloți precomprimați insistă asupra avantajului că la acești piloți secțiunea transversală este mai mică decît în cazul piloților obișnuiți. Aceasta însă nu constituie neapărat un avataj, deoarece pentru a dezvolta rezistența pe vîrf și frecarea laterală necesară poate fi nevoie de o secțiune mai mare.

Piloții din beton precomprimați sînt realizați de obicei printr-un proces de preîntindere cu ajutorul unor piese hidraulice a sîrmelor montate în forma de turnare, după care se toarnă betonul. După ce betonul a atins rezistența la compresiune cerută, capetele sîrmelor ce ies din beton sînt tăiate și efortul este transmis pilotului. Acesta este apoi ridicat și transferat la locul de depozitare. De obicei, piloții se realizează cu secțiune plană și formă pătrată cu latura de 40 cm. La piloții cu latura mai mare decît 50 cm, este mai economic să se creeze un gol în interior.

De obicei, fabricanții livrează acești piloți pe baza unor proiecte de felul celui arătat în fig. 8.23.

O altă metodă de realizare a piloților cu eforturi inițiale în armături este postîntinderea, metodă folosită în general la anumite tipuri de piloți, cum sînt cei cu secțiuni cilindrice mari. Elemente preturnate prezintă o serie de goluri în lungul lor. După perioada de protejare și întărire, elementele se așază cap la cap, astfel încît golurile cilindrice să fie în continuare pentru a constitui

Fig. 8.23. Alcătuirea obișnuită a unui pilot din beton precomprimat.

conducte continue pe întreaga lungime a ansamblului. Sîrmele sau cablurile pentru preîntindere sînt împinse prin conducte și sînt întinse cu ajutorul preselor hidraulice, după care conductele sînt torcretate, presele sînt îndepărtate și pilotul este gata pentru ridicare și depozitare. În felul acesta se pot realiza piloți de lungimi mari din porțiuni cilindrice de mare diametru. Lungimile totale pot fi variate cu ușurință prin adăugarea sau scoaterea a unui

sau mai multor elemente, dar aceasta înainte de postcomprimarea și cimentarea ansamblului.

Piloții precomprimați sînt manipulați și bătuți în mod analog cu piloții obișnuiți din beton armat prefabricați. Deoarece prin injectarea mortarului sîrmele fac corp comun cu betonul, nu există motive să nu se spargă capul pilotului pentru înglobarea sa în beton sau să se înnădească o lungime suplimentară din beton armat obișnuit. Această ultimă operație trebuie însă făcută cu grijă, ținînd seama de efortul existent în sîrme. După batere, piloții precomprimați din beton armat care au gol sînt umpluți cu beton. Dacă din motive de rezistență (de exemplu dacă pilotul rămîne pe o porțiune deasupra terenului) este necesar să se prevadă o armătură suplimentară, aceasta poate fi prefabricată sub forma unei carcase care este coborîtă în interiorul golului pilotului.

Dacă nu sînt manipulați și bătuți cu grijă, piloții din beton precomprimați sînt supuși fisurării și sfărîmării.

În afară de precauțiile privind asigurarea unei amortizări la capul pilotului și evitarea unui impact prea energic, Institutul britanic pentru beton precomprimat [8.12] recomandă următoarele:

1) Să se asigure că dispozitivul de protecție (casca) nu este potrivit prea strîns pe capul pilotului pentru a-i permite o ușoară rotire, fără a provoca încovoieri în capul de batere.

2) Să se asigure că pilotul este destul de drept și nu s-a curbat din cauza unei precomprimări inegale sau a unei așezări greșite a betonului în timpul turnării. Depozitarea și manipularea necorespunzătoare sau tîrîrea pot provoca de asemenea o curbare excesivă sau chiar fisurarea pilotului. Trebuie acordată atenție rezemării sau ridicării piloților numai din punctele prescrise. În timpul baterii unui pilot încovoiat pot apărea eforturi de încovoiere foarte mari.

3) Să se asigure că fața superioară a capului pilotului este cît mai perpendiculară pe axa pilotului.

4) Să se taie capetele oțelului precomprimat sau ale armăturii exact la fața superioară a capului, pentru a se evita ca aceste elemente să preia direct lovitura berbecului.

5) La capul și vîrful pilotului să se prevadă o fretare suficientă.

6) Efortul de precomprimare să fie suficient de mare pentru a rezista la eforturile de întindere rezultate din încovoiere. Precomprimarea necesară depinde de utilajul de batere, de lungimea pilotului și de condițiile de teren, așa cum s-a discutat mai înainte. În general piloții lungi (ca și cei înclinați) vor trebui să aibă o precomprimare mai puternică decît aceea a piloților mai scurți. Din cîteva experiențe a rezultat că:

a) baterea piloților scurți s-a făcut în bune condiții în cazul unei precomprimări de la 24 la 28 daN/cm²;

b) Comitetul pentru poduri și structuri al asociațiilor AASHO — PCI menționează un efort minim remanent de 48 daN/cm²;

c) în anumite cazuri, pentru piloții lungi și piloții înclinați s-au folosit precomprimări de la 70 la 80 daN/cm².

7) Să se teșească colțurile de la capătul și vîrful pilotului ca și muchiile sale."

Există o oarecare tendință a anumitor fabricanți de a prevedea o armare prea slabă a capului piloților, ceea ce conduce la sfărîmarea lor în timpul unei

bateri puternice. Dean [8.13] prezintă într-un raport experiența sa în ceea ce privește piloții precomprimați în Florida. El susține că efortul inițial din beton în momentul aplicării precomprimării trebuie să fie de 55 daN/cm², din cauza că reculul care apare în timpul baterii, în special în materialele plastice, dă naștere unor forțe de întindere sau de forfecare în piloți suficiente pentru a-i distruge, atunci cînd efortul de precomprimare a fost de numai 28 daN/cm². În schimb piloții supuși unui efort de precomprimare de 55 daN/cm² s-au comportat foarte bine la o batere cu un utilaj obișnuit.

Dean arată că piloții din beton precomprimați prezintă dezavantajul atunci cînd se pune problema prelungirii lor. Piloții prefabricați din beton obișnuiți au o armare longitudinală de 2%, suficientă pentru înnădire prin petrecere sau sudare. Piloții precomprimați au însă o armare de numai 0,5—1%, ceea ce este insuficient pentru înnădirea cu o porțiune suplimentară din beton armat obișnuit. Dacă piloții trebuie prelungiți, barele din porțiunea nouă trebuie legate cu cabluri, iar în pilot se forează găuri pentru bare suplimentare.

Dean consideră că în asemenea cazuri este mai convenabil să se extragă pilotul respectiv și să se înlocuiască cu altul mai lung. Unii fabricanți prevăd la capul pilotului cîteva bare longitudinale din oțel moale pentru înnădire sau înglobare în radier. Piloții precomprimați armați cu bare din oțel de mare rezistență Lee-McCall pot fi prelungiți cu ajutorul unor îmbinări speciale înfiletate pe capetele barelor. Aceasta permite ca prelungirea să fie postîntinsă.

Gardner și New [8.14] într-o trecere în revistă a practicii britanice în domeniul proiectării piloților din beton precomprimați menționează o precomprimare minimă de 35 daN/cm². Ei dau următoarea metodă de prelungire a piloților care preiau numai încărcarea directă:

a) Capul pilotului este curățat, umezit și acoperit cu un strat avînd o grosime de minimum 12 mm din mortar alcătuit din pămînt, nisip uscat și ciment, presat în formă cu mîna.

b) Un manșon constînd din plăci de oțel moale de 10 mm sudate, avînd o lungime egală cu de patru ori lățimea pilotului și o diafragmă centrală, este așezat pe capul pilotului, diafragma fiind rezemată pe mortar. Un strat de minimum 12 mm grosime din același mortar este așezat în interiorul manșonului și este nivelat peste diafragmă, fiind bine bătut cu un mai de lemn.

c) În capătul deschis al manșonului se introduce apoi tronsonul prelungitor special din beton precomprimat, cu două capete perfect pătrate și prevăzut cu goluri pentru ridicat și brățări la fiecare capăt, tronsonul fiind rezemat pe stratul din mortar uscat. Se continuă imediat baterea fără a mai aștepta nici o întărire a mortarului".

Gardner și New adaugă că dacă în timpul baterii capul a fost degradat, atunci el trebuie aranjat din nou prin nivelare. Dacă piesa de extindere depășește 3 m lungime, va fi necesar ca manșonul să fie rigidizat prin sudarea de corniere la fiecare muchie.

Un exemplu remarcabil de folosire a piloților din beton precomprimat în Marea Britanie îl constituie fundațiile stației maritime terminale „Esso" din portul Milford [8.15]. Jeteaua de acces lungă de 1 065 m și pilele masive ale celor patru dane erau rezemate pe 915 piloți cilindrici precomprimați, avînd diametrul exterior de 70 cm și cel interior de 55 cm, iar peretele de 7,5 cm grosime. Piloții au fost confecționați prin metoda precomprimării pe un poli-

gon lung de 150 m. cîte cel mult 5 bucăți simultan. Fiecare din firele de precomprimare avînd 7 mm diametru a fost întins cu 31 kN. Cofrajul intern al piloților a constat din cabluri ușor întinse peste care s-a înfășurat hîrtie gudronată. Cablurile erau menținute în poziție prin diafragme de distanțare din beton slab, elemente care au fost ulterior sfărîmate prin împingerea cu aer comprimat a unei bile metalice după ce cablurile au fost trase afară cu un tractor.

Amestecul de beton folosit a fost proiectat să aibă o rezistență minimă la compresiune la 28 de zile de 440 daN/cm².

Piloții au fost bătuți cu o sonetă montată pe un ponton de debarcare special amenajat, folosind un berbec B.S.P. de 100 kN. Firma executoare John Mowlem & Co., care a făcut și proiectul de execuție al structurii, a reușit să bată zilnic pînă la 7—8 piloți.

Piloți metalici

Deși elementele metalice au răspîndirea cea mai largă, sub formă de palplanșe, totuși ele se utilizează și ca piloți portanți în fundații. Față de alte tipuri de piloți, aceștia prezintă următoarele avantaje:

a) atunci cînd sînt bătuți pînă la un strat tare asigură o capacitate portantă considerabilă;

b) pot rezista la o batere energică fără să se degradeze; în cazul cînd capul pilotului se deformează în timpul baterii, el poate fi tăiat cu ușurință și reprofilat în vederea baterii ulterioare;

c) dacă este necesar, ei pot fi proiectați în așa fel încît să provoace deplasări mici ale pămîntului în care sînt bătuți;

d) ei pot fi ușor prelungiți (fără o mare întîrziere a baterii) prin sudarea unor porțiuni suplimentare, permițînd astfel să se realizeze pătrunderi adînci fără să fie necesară o sonetă înaltă;

e) dacă nu sînt bătuți pe toată lungimea, ei pot fi tăiați cu ușurință; porțiunile tăiate prezintă valoare ca fier vechi;

f) pot fi manipulați mai brutal fără să se degradeze;

g) au o bună rezistență la forțe laterale și flambaj.

Piloții metalici sînt folosiți din ce în ce mai mult la construcțiile maritime, unde elasticitatea și rezistența lor, atunci cînd sînt afară din teren și lucrează ca stîlpi, sînt avantajoase pentru că le permit să reziste la forțele de impact rezultate din acostarea vaselor.

Coroziunea nu trebuie să constituie o piedică în utilizarea piloților metalici portanți. Metodele de protecție la coroziune a piloților metalici sînt descrise în cap. 13.

Practica uzuală de proiectare indică drept rezistențe maxime pentru sarcinile de serviciu valorile care vor fi date în cele ce urmează. Aceste valori dau posibilitatea ca pilotul să reziste în bune condiții și la eforturile mai mari ce apar în timpul baterii, pînă la atingerea capacității portante limită, în special în capul și vîrful piloților. Valorile admisibile sînt:

— oțeluri prevăzute de standardul britanic B.S. 15 — 775 daN/cm²;
— alte oțeluri — nu mai mult decît 30% din limita de curgere.

Aceste eforturi sînt afectate de coeficienții de reducere dați în tabelul 7.3. Atunci cînd pilotul alcătuit din tub metalic sau casetat este umplut cu beton (1 : 2 : 4), încărcarea este împărțită între beton și oțel. Eforturile de serviciu nu trebuie să depășească 40 daN/cm² în beton și 620 daN/cm² în oțel.

Normele „New York Foundation Code" permit o rezistență admisibilă de numai 620 daN/cm², cu excepția cazului cînd piloții sînt bătuți pînă în stîncă și sînt acoperiți cu beton pe cel puțin 5 cm; în aceste cazuri se admite o rezistență de 830 daN/cm². Pentru piloții metalici umpluți cu beton, rezistențele în oțel și beton sînt limitate de aceste norme la 620 daN/cm² în oțel, respectiv 70 daN/cm² în beton.

Principalele tipuri de piloți metalici folosiți sînt:

a) piloți cu profil H;
b) piloți casetați;
c) piloți tubulari.

Detalii privind piloții cu profil H și cei casetați

Piloții cu profil H sînt de obicei sub forma unor elemente metalice cu tălpile late. În Marea Britanie ei sînt laminați în conformitate cu standardul britanic B.S. 2566. Deși se laminează o gamă mare de profile cu tălpi late, pentru piloți se folosesc în general numai cele indicate în tabelul 8.5.

Deoarece pătrunderea acestor piloți nu provoacă dislocuiri mari de pămînt, ei sînt utilizați acolo unde umflarea terenului din jur ar prejudicia proprietățile învecinate, sau unde este necesară o pătrundere adîncă prin nisipuri afînate sau cu îndesare mijlocie. În ultimul caz nisipul nu va fi îndesat pe o distanță mare în jurul piloților, ceea ce va facilita înfigerea unor grupuri mari de piloți fără a fi necesară o batere prea puternică, susceptibilă să provoace tasări ale construcțiilor alăturate fundate pe nisip. Pentru fundarea pilelor podului peste Tay în Scoția s-a ținut seama de probabilitatea unor afuieri adînci; în consecință, pentru a realiza adîncimile de pătrundere necesare s-a recurs la profilele H. Piloți de încercare cu secțiunea de 12″ × 12″ (30,5 × × 30,5 cm) au fost bătuți cu un ciocan diesel pînă la adîncimi de 48 m în nisipuri cu îndesare mijlocie, pietrișuri și bolovani. Atunci cînd este întărit prin sudarea unor plăci de rigidizare, profilul H constituie un mijloc util de a străbate prin poansonare strate subțiri de stîncă sau bolovani. S-ar putea crede că piloții din profil H ar fi mai eficienți, în ceea ce privește pătrunderea, decît piloții tubulari sau casetați. Experiența baterii ambelor tipuri de piloți la jetelele de încărcare a pilotului de la Mina-al-Ahmadi din Golful Persic arată însă că atît piloții cu secțiune H de 35,5 × 36,8 cm (14″ × 14,5″) și 1 066 N/m cît și piloții casetați tip Rendhex nr. 4, au putut fi bătuți fără dificultăți deosebite printr-o rocă tare de pe fundul mării, constituită dintr-un conglomerat de scoici. Stratul de rocă avea o grosime pînă la 1,80 m și sub el se găsea un nisip de scoici afînat. Realizarea unei fișe de 30 m pentru pilotul cu secțiune H cerea pînă la 300 bătăi/m cu un berbec de 22 kN căzînd de la 1,6 m, pentru a sfărîma și pătrunde prin roca de acoperire groasă de 1,20 –1,60 m. Pentru înfigerea piloților tip Rendhex au fost necesare pînă

Tabelul 8.5

Tipurile, dimensiunile și caracteristicile piloților din profile metalice H

a) *Piloți portanți tip Dorman Long Universal, Frodingham și United States Steel CBP*

Dimensiunea serici cm (țoli)	Greutatea pe metru N	Înălțimea D cm	Lățimea B cm	Grosimea inimii și tălpilor t cm	Aria secțiunii cm²	Momentul de inerție		Raza de girație		Modulul de rezistență		Indicele profilului S.U.A.
						Axa XX cm⁴	Axa YY cm⁴	Axa XX cm	Axa YY cm	Axa XX cm³	Axa YY cm³	
35,5 × 36,8*	1 707,38	36,15	37,80	2,04	212,19	51 134	18 443	15,16	9,12	2 828	975	
(14 × 14,5)	1 488,48	35,64	37,55	1,78	193,61	43 916	15 800	15,06	9,04	2 464	842	CBP 145
	1 298,77	35,19	37,32	1,56	168,96	37 839	13 577	14,96	8,96	2 149	727	
	1 065,38	34,63	37,04	1,28	138,45	30 513	10,901	14,85	8,86	1 761	588	
30,5 × 30,5	1 079,88	30,78	31,03	1,54	140,38	23 579	7 687	12,95	7,39	1 532	494	CBP 124
(12 × 12)	773,42	29,92	30,59	1,10	100,45	16 399	5 290	12,77	7,26	1 096	345	
25,4 × 24,4	831,80	25,43	25,96	1,43	108,12	12 266	4 187	10,64	6,22	965	322	CBP 103
(10 × 10)	612,90	24,68	25,59	1,06	79,67	8,774	2 971	10,49	6,09	711	232	
20,3 × 20,3 (8 × 8)	525,34	20,38	20,72	1,13	68,38	4 986	1 681	8,53	4,95	489	162	CBP 83

*) Lipsește din catalogul Frodingham

b) *Piloți portanți South Durham Universal*

Înălțimea D cm	Lățimea B cm	Greutatea pe metru N	Grosimea inimii și tălpilor t cm	Aria secțiunii cm²	Momentul de inerție		Raza de girație		Modulul de rezistență	
					Axa XX cm⁴	Axa YY cm⁴	Axa XX cm	Axa YY cm	Axa XX cm³	Axa YY cm³
20,38	20,72	160,12	1,13	68,38	4 986	1 681	8,53	4,95	489 9	162,2
24,68	25,59	186,80	1,06	79,67	8,774	2 971	10,49	6,09	711,1	232.6
25,43	25,96	253,5	1,43	107,54	12 237	4 187	10,64	6,22	965,1	322,8
29,92	30,59	235,7	1,10	100,45	16 399	5 290	12,77	7,26	1 096,2	345,7
30,78	31,03	329,1	1,54	140,38	23 579	7 687	12,95	7,39	1 532,1	494,8

la 200 lovituri pe metru, date de un ciocan Delmag D.22, pentru a străbate 1,50 m din acelaşi fel de rocă.

Un dezavantaj al piloţilor din profile H este tendinţa lor de a se încovoia în timpul baterii în jurul axei mai slabe, aşa că dacă piloţii sînt bătuţi la adîncimi, mai pot apărea încovoieri însemnate. Măsurători ale curburii făcute la Lambton, Ontario [8.16] pe piloţi din grinzi H de 30,5 × 35,5 cm (12″ × 14″) bătuţi prin 45 m de argilă pînă într-un şist, au arătat încovoieri faţă de verticală de 1,8—2,1 m, cu o rază minimă de curbură de 52 m. Din aceste măsurători a rezultat că rezistenţele admisibile în oţel au fost depăşite chiar mai înainte ca piloţii să fie supuşi sarcinilor din suprastructură. Sub aceste ultime încercări piloţii au cedat, acest fapt fiind pus pe seama deformaţiilor lor plastice în regiunea de curbură maximă. Încovoieri similare ale piloţilor H au fost observate de Bjerrum [8.10] în Norvegia. El afirmă că nu trebuie admisă nici o batere a piloţilor H care ar prezenta după batere o rază de curbură mai mică decît 360 m. În această privinţă piloţii din tuburi metalice umplute cu beton prezintă avantajul că betonul nu este solicitat pînă la aplicarea încărcării din suprastructură. Rezistenţa scăzută la penetrare a piloţilor din profile H în pămînturile nisipoase afînate poate constitui un dezavantaj în cazurile cînd este necesar ca pentru fişe nu prea mari de piloţi să se obţină frecări laterale şi rezistenţe pe vîrf importante. Deoarece indesarea nisipului obţinută în jurul şi sub nivelul piloţilor este mică, frecarea laterală este relativ, scăzută, iar pilotul nu poate atinge o rezistenţă satisfăcătoare pînă nu va fi bătut într-un strat de nisip îndesat sau alt material rezistent. În schimb, un pilot casetat dislocuieşte un volum mare de pămînt, iar frecare laterală şi rezistenţa pe vîrf cresc repede. În argile piloţii casetaţi pot fi bătuţi deschişi la capătul inferior, întrucît în această zonă se formează un dop care este antrenat în jos odată cu pilotul şi constituie o masă compactă avînd o rezistenţă pe vîrf egală cu aria secţiunii transversale mari a capătului pilotului. Un dop similar de beton se formează între aripile profilului H. În toate cazurile frecarea laterală şi rezistenţa pe vîrf a piloţilor metalici pot fi calculate luînd în considerare perimetrul şi secţiunea transversală mare.

În R. F. Germania s-au confecţionat tipuri speciale de piloţi din profile H care pot fi sudaţi sau cuplaţi împreună pentru a li se mări rezistenţa pe vîrf sau la încărcări laterale. Schenck [8.17] a descris folosirea la Bremen şi Bremenhaven a unor „piloţi cu aripi" constînd din porţiuni scurte de piloţi metalici H, sudaţi la baza unui pilot Peine (profil cu aripi late) sau a unor piloţi de secţiune H făcuţi dintr-un jgheab din profile Larsen. „Piloţii cu aripi" sînt proiectaţi special pentru a se obţine o rezistenţă mare pe vîrf pentru o pătrundere limitată în stratul portant de nisip.

Umplerea cu beton a piloţilor casetaţi şi tubulari

Cînd condiţiile de batere sînt avantajoase, este preferabil ca piloţii casetaţi sau tubulari să fie înfipţi închişi la vîrf deoarece în acest fel se evită despicarea sau lărgirea capetelor lor inferioare. În caz contrar ei pot fi bătuţi neînchişi la vîrf şi, dacă este necesar, pot fi curăţaţi pe întreaga adîncime şi umpluţi cu beton. Dacă se execută piloţi lungi prin sudarea la batere a unor

fronsoane succesive, o metodă convenabilă constă în a bate prima porţiune neastupată şi a prevedea la porţiunile următoare sau numai la prima porţiune care urmează o diafragmă; în acest fel partea superioară a pilotului, care poate fi supusă coroziunii, va rămîne închisă şi curată, pentru a fi umplută cu beton. La calculul eforturilor generate în secţiunea transversală de încărcarea de serviciu poate fi luată în considerare rezistenţa materialului care umple golul; aria secţiunii transversale a oţelului la un pilot cu gol este însă determinată în general mai mult de eforturile din batere decît de eforturile de compresiune rezultate din încărcare de serviciu.

Sistemul „compresol" constituie o metodă convenabilă de umplere a unui pilot cu gol, în special dacă acesta ajunge să fie plin cu apă. Sistemul constă în coborîrea mai întîi în interiorul pilotului a unui tub de diametru redus; în jurul acestuia spaţiul rămas se umple prin căderea unor agregate mari pînă la umplerea completă a golului interior al pilotului. După aceasta, prin ţeavă se injectează în masa de agregate un mortar destul de gras din ciment şi nisip. Pe măsură ce mortarul se ridică în pilot, el umple golurile dintre agregate şi dislocuieşte apa. În timp ce nivelul mortarului se ridică, se extrage şi ţeava pentru mortar. Atunci cînd este necesar, mai înainte de umplerea golului cu agregate se introduce o carcasă de armare.

În tabelul 8.6 se dau detalii privind piloţii casetaţi din oţel laminaţi în Marea Britanie, aşa cum rezultă din prospectele fabricanţilor. Piloţii casetaţi tip Larssen şi piloţii tip Frodingham cu casetă dublă sau cu placă sînt convenabili pentru a forma un perete de palplanşe, de exemplu pentru fundarea unei macarale portal cuprinse într-un chei cu pereţii din palplanşe. Pentru piloţii independenţi, tipurile cele mai convenabile sînt „Rendhex" şi „Frodingham".

Prin sudarea unor platbande metalice se pot confecţiona piloţi casetaţi simpli cu secţiune dreptunghiulară. Piloţi de acest tip au fost utilizaţi de firma Wimpey pentru accesele la jetelele „Regent Oil" în portul Milford. Piloţii, avînd secţiunea totală 69×45 cm, au fost confecţionaţi din platbande de oţel moale de 16 mm grosime. Secţiunile atît de mari au fost necesare pentru a putea rezista la eforturile mari de încovoiere rezultate din dilatarea şi contracţia numeroaselor conducte de petrol susţinute de eşafodajul de acces.

Piloţii tip M.V.* sînt piloţi metalici mici cu secţiune pătrată, bătuţi cu o talpă lărgită şi injectaţi apoi cu mortar, pentru a se umple spaţiul dintre talpă şi pămînt. Aceşti piloţi sînt utilizaţi frecvent drept piloţi de ancorare, care trebuie să preia forţa de smulgere.

Piloţii tubulari

Pentru construcţiile maritime care au de preluat forţe laterale importante datorite impacturilor de acostare a vaselor sau acţiunii valurilor, se folosesc piloţii din tuburi de metal de mare rezistenţă. Datorită secţiunii lor circulare, aceşti piloţi prezintă o rezistenţă hidraulică mai mică la valuri şi curenţi decît piloţii cu secţiune în H. Folosirea unui oţel de mare rezistenţă conduce de asemenea la economii în ceea ce priveşte greutatea materialului şi în consecinţă la economii de transport şi manipulare. Piloţii pot fi confecţionaţi din trei părţi: partea superioară şi inferioară din oţel moale, iar partea centrală din oţel de mare rezistenţă. În felul acesta se limitează

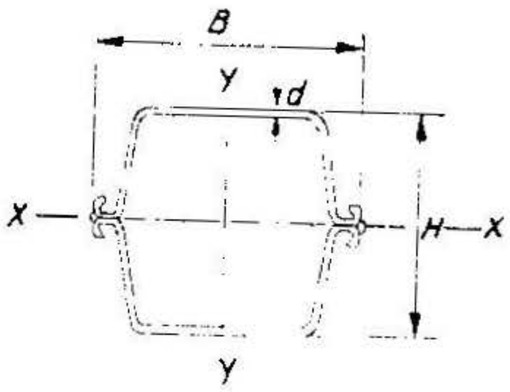
* M.V. — un tip brevetat de piloţi de ancoraj — *N.T.*

Tabelul 8.6

Tipurile și dimensiunile piloților metalici casetați

a) *Piloți casetați tip Larssen*

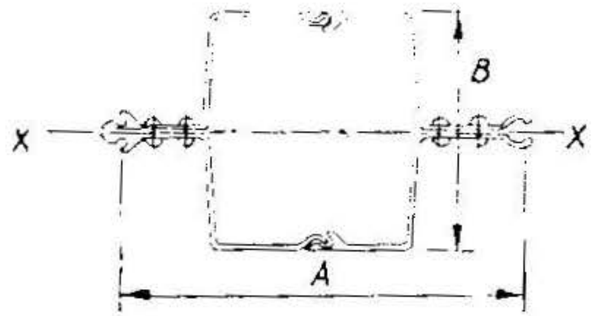
Profilul nr.	*B* cm	*H* cm	*t* cm	Greutatea inclusiv sudura N/m	Modulul de rezistență cm^3		Momentul de inerție cm^4		Raza minimă de girație cm	Perimetrul aproximativ cm	Aria secțiunii transversale cm^2	
					Axa *XX*	Axa *YY*	Axa *XX*	Axa *YY*			Numai oțelul	Întregul pilot
BP. 1A	43,18	16,66	0,71	659,6	416,2	840,6	3 467	18 843	6,35	111,7	85,80	593,54
BP. 1B	43,18	21,43	0,71	699,0	493,2	891,4	5 265	19 246	7,59	121,9	91,29	774,19
BP.1GB	43,18	16,51	0,81	709,2	464,4	979,9	3 866	19 612	6,40	111,7	92,12	619,35
BP. 1U	43,18	16,51	0,93	831,8	544,0	1 086,4	4 578	23 600	6,40	111,7	108,25	619,35
BP. 2	43,81	23,97	1,01	957,0	952,1	1 176,5	10 218	25 777	9,06	124,4	124,38	858,06
BP. 2B	43,57	31,43	0,86	915,8	845,5	1 201,1	13 298	26 155	10,56	139,7	119,09	1 077,41
BP. 2N	43,57	31,43	0,93	957,0	1 066,7	1 224,1	12 765	26 680	11,60	142,2	124,45	1 088,86
BP. 3	43,81	28,89	1,42	1 215,8	1 335,5	1 358,4	19 292	29 760	11,04	132,0	158,96	1 019,35
BP. 3B	43,87	34,29	1,34	1 217,0	1 502,6	1 379,7	25 773	30 218	12,75	142,2	158,19	1 161,28
BP. 3/20	44,20	38,97	1,16	1 364,2	1 691,1	2 089,3	29 007	56 807	12,77	165,1	177,41	1 580,64
BP. 4A	43,57	42,86	1,57	1 451,7	2 212,2	1 645,2	47 321	35 833	13,76	160,0	188,77	1 422,90
BP.4B	45,81	39,37	1,54	1 656,3	2 313,8	2 077,8	45 548	47 500	14,57	154,9	215,22	1 432,25
BP 4/20	44,20	42,70	1,42	1 617,7	2 616,5	2 368,2	56 911	64 308	16,45	177,8	210,38	1 858,06
BP. 5	45,81	39,37	2,20	1 961,0	2 949,6	2 251,5	58 064	51 471	14,22	154,9	254,96	1 432,25
BP. 6	46,35	50,16	2,20	2 388,5	4 216,3	2 911,9	105 818	67 562	14,75	208,2	310,58	1 783,54
BP.10B/ /20	54,13	21,51	1,27	1 301,6	978,3	1 843,5	10 530	49 531	7,87	132,0	170,32	922,57



a

Pilot tip Larssen
Tabelul 8.6 a

Tabelul 8.6 (continuare)



b

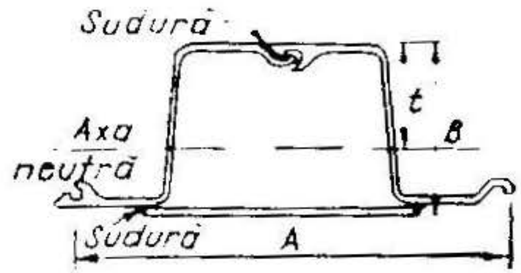
Pilot tip Frodingham dublă casetă
Tabelul 8.6 b

b) *Piloți tip Frodingham cu dublă casetă*

Profilul nr.	*A* cm	*B* cm	Greutatea inclusiv niturile N/m	Modulul de rezistență al secțiunii față de axa *XX* cm³	Momentul de inerție față de axa *XX* cm⁴	Raza de girație față de axa *XX* cm	Aria secțiunii transversale cm²	
							Numai oțelul	Întregul pilot
1A	80,01	29,21	1 422,6	1 112,6	16 274	9,41	181,8	1 258,0
1B	80,01	26,67	1 677,1	1 166,7	15 567	8,50	214,9	1 171,1
2	80,01	36,83	1 876,2	1 912,3	35 338	12,11	240,7	1 606,4
3	80,01	45,72	2 452,2	3 021,7	69 094	14,83	313,8	1 987,0
4	80,01	54,61	3 178,9	4 671,9	127 574	17,67	408,2	2 387,0
5	85,09	62,23	3 991,4	6 699,0	208 448	20,11	513,9	2 903,2

c) *Pilot tip Frodingham easetat cu placă*

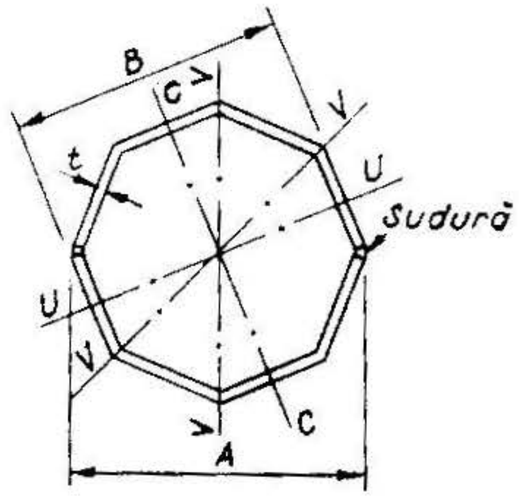
Tabelul 8.6 (continuare)



C

Pilot tip Frodingham casetat cu placă
Tabelul 8.6 c

Profilul nr.	*A* cm	*B* cm	*t* cm	Dimensiunea plăcii standard cm	Greutatea inclusiv sudura N/m	Modulul de rezistență minim al secțiunii față de axa neutră cm^3	Momentul de inerție față de axa neutră cm^4	Raza de giratie față de axa neutră cm	Aria secțiunii transversale cm^2	
									Numai oțel	Întregul pilot
1A	80,01	15,55	10,00	50,82 × 0,952	1 071,1	519,4	5 202	6,10	139,29	677,41
1B	80,01	14,44	9,32	55,8 × 1,110	1 303,7	542,4	5 036	5,46	169,54	651,61
1B × N	95,20	15,71	10,18	71,1 × 1,427	2 011,4	868,5	8 865	5,82	261,87	864,51
2	80,01	19,52	12,26	48,2 × 1,11	1 338,1	891,4	10 946	7,92	173,99	851,61
2N	96,50	24,60	16,00	66,0 × 12,7	1 705,9	1 268,6	20 312	9,80	212,19	1 277,41
3	80,01	24,13	14,80	48,2 × 12,7	1 677,9	1 379,7	20 478	9,68	218,12	1 051,61
3N	96,5	29,52	18,82	66,0 × 1,427	1 946,5	1 851,2	35 213	11,80	253,41	1 529,02
4	80,01	28,89	17,60	48,2 × 1,587	2 159,1	2 120,4	37 335	11,52	280,77	1 270,96
4N	96,5	34,60	22,27	66,0 × 1,587	2 431,3	2 670,0	59 437	13,77	316,51	1 799,99
5	85,0	33,02	20,24	53,3 × 1,90	2 757,6	3 054,5	61 810	13,12	358,57	1 554,83



d

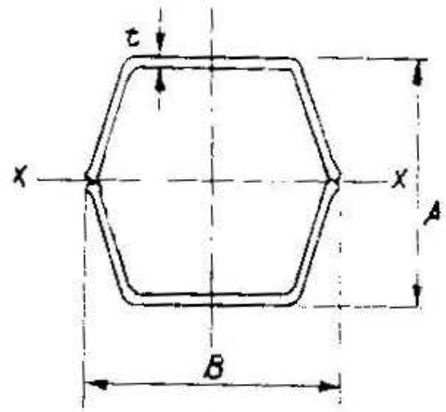
Pilot Frodingham casetat octogonal
Tabelul 8.6 d

d) *Pilot Frodingham casetat*

Profilul nr.	*A* cm	*B* cm	cm	Greutatea inclusiv sudura N/m	Modulul de rezistență al secțiunii cm³		Momentul de inerție față de orice axă cm⁴	Raza de giratie față de orice axă cm	Aria secțiunii transversale cm²	
					Max. față de axa *UI*	Min. față de axa *VV*			Numai oțelul	Întregul pilot
4	45,0	41,9	1,59	1 643,1	2 182,7	2 015,4	45 618	14,6	213,74	1 458.06
6	70,5	53,3	1,78	2 238,1	3 801,7	3 670,0	101 352	18,5	297,93	2 258,00

Notă: Profilul nr. 6 este dodecagonal.

Tabelul 8.6 (continuare)



e

Pilot tip „Rendhex"
Tabelul 8.6 e

e) *Piloți tip „Rendhex"*

Profilul nr.	*A* cm	*B* cm	*t* cm	Greutatea inclusiv sudura N/m	Modulul de rezistență al secțiunii cm³		Momentul de inerție cm⁴		Raza minimă de giratie cm	Aria secțiunii transversale cm²	
					Axa *XX*	Axa *YY*	Axa *XX*	Axa *YY*		Numai oțelul	Întregul pilot
3	33,0	32,7	1,27	1 036,5	1 180,3	944,5	19 487	15 445	10,7	133,99	929
4	40,6	41,4	1,59	1 681,1	2 466,0	2 082,6	50 110	43 142	14,1	217,48	1 421
6	50,8	50,8	1,78	2 375,7	4 355,6	3 582,1	110 621	91 716	17,3	306,25	2 229

folosirea oțelului mai scump de calitate superioară la zona mai solicitată din vecinătatea fundului mării și se ușurează sudarea contravîntuirilor eșafodajului de la partea superioară a piloților.

Piloții pot fi instalați în fundul mării prin batere sau prin forare. Ultima metodă a fost folosită de firma Wimpey la construcția a două jetele pentru tancurile petroliere din portul Milford. În cazul jetelei „Regent Oil" cilindrii au fost forați în gresia fină de pe fundul mării cu ajutorul unei mari instalații rotative, montate pe un ponton cu piloni de ancoraj de tip De Long, care a fost ulterior înglobat în structura definitivă. Pentru ancorarea molurilor de amarare s-au folosit cilindrii cei mai mari avînd diametrul interior de 130 cm, lungimi pînă la 39 m și o pătrundere în rocă de 10,5 m. După atingerea cotei finale, ei au fost astupați cu 1,8—3,6 m de beton și apoi spațiul dintre cilindru și rocă a fost cimentat. Cilindrii au fost din oțel de mare rezistență. O metodă similară a fost folosită pentru forarea cilindrilor de diametru mare și oțel superior într-un calcar marnos sub fundul mării la instalația de încărcare a tancurilor petroliere a companiei „Abu Dhabi Marine Areas Ltd" de pe insula Das din golful Persic. Coloanele de diametru mare pentru structurile metalice pot fi instalate și folosind metodele pentru lansarea piloților de diametru mare de pe uscat, descrise la pag. 467—469.

Piloții din tuburi de oțel sînt folosiți pe larg în S.U.A., uneori sub forma unor tronsoane de conducte obișnuite umplute cu beton sau a unor secțiuni cu caneluri pentru a-i imprima rigiditatea necesară manipulării și baterii special proiectate; aceste secțiuni sînt bătute pe întreaga adîncime cu ciocane obișnuite de piloți și sînt apoi umplute cu beton. Pilotul „monotub" Union, folosit în S.U.A., are o secțiune variabilă și caneluri. Acești piloți cu diametrul la vîrf de 20 cm și cel de la bază de 30,5 cm, 35,5 cm, 40,7 cm sau 45,7 cm, pot avea diferite grosimi ale peretelui, în funcție de condițiile de batere. Ei sînt bătuți fără ajutorul mandrinei. Partea superioară a pilotului are fețele paralele, iar partea inferioară este cu secțiune variabilă.

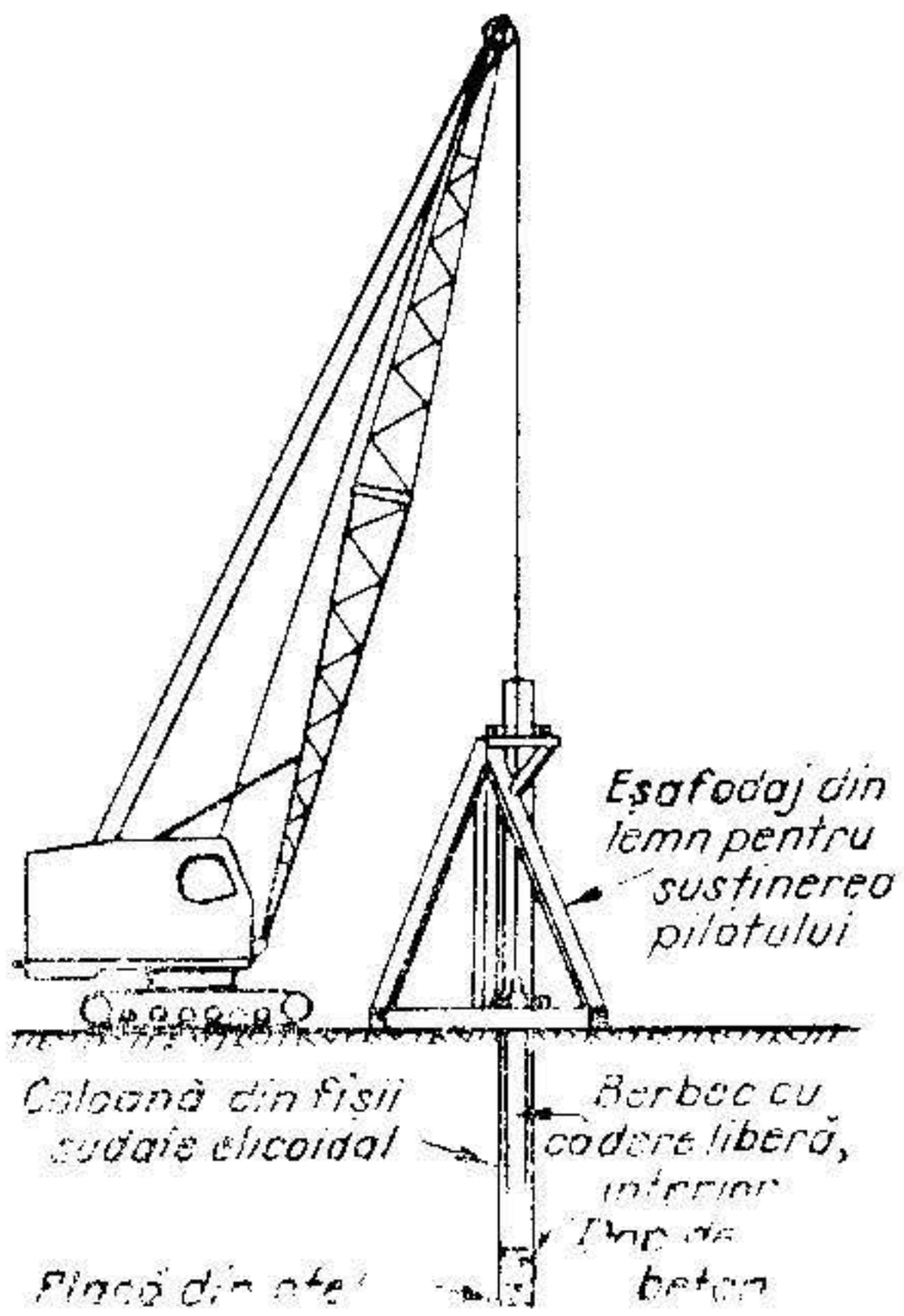


Fig. 8.24. Batereа piloților cu coloană tip B.S.P. folosind un berbec cu cădere liberă, interior.

Un alt tip de pilot metalic este cel format dintr-o coloană din bandă de oțel, bătut cu o mandrină care ulterior este extrasă, iar golul interior umplut cu beton.

Pilotul cu coloană B.S.P. este un tub, realizat prin înfășurarea helicoidală a unei platbande din oțel moale sudată pe margini; pilotul poate fi bătut la partea superioară avînd capătul închis și folosind un ciocan cu simplă sau

dublă acțiune; baterea poate fi făcută și cu un berbec interior cu cădere liberă, loviturile fiind preluate de un dop de beton plasat la vîrful pilotului (fig. 8.24). Coloanele obișnuite se furnizează cu diametre de la 25 la 70 cm, crescînd din 5 în 5 cm. În tabelul 8.7 se furnizează diferite date pentru pro-

Tabelul 8.7

Dimensiunile coloanelor pentru piloții turnați B.S.P.*

Încărcarea de serviciu kN	Diametrul interior al coloanei cm	Grosimea coloanei (s.w.g.**) cm	Grosimea platbandei sudate la partea inferioară a coloanei cm	Greutatea mandrinei interioare standard kN
150	25,4	(10 s.w.g) 0,325	0,95	7,5
250/300	30,4	(10 s.w.g) 0,325	0,95	12,5
400	35,6	(10 s.w.g) 0,325	1,27	20
500	40,7	(9 s.w.g) 0,366	1,27	25
650	45,7	(8 s.w.g) 0,406	1,59	30
800	50,8	(7 s.w.g) 0,447	1,59	40

* B.S.P. — British Steel Piling.

** s.w.g. (steel wire gauge) — sortimentul de calibre metalice.

ietarea coloanelor livrate de „British Steel Piling Co.", în funcție de valorile necesare ale capacității portante.

TIPURI DE PILOȚI BĂTUȚI ȘI TURNAȚI ÎN LOC

Piloții Franki

Piloții Franki sînt un sistem de piloți bătuți și turnați în loc, cu cămășuială recuperabilă, care au o largă răspîndire în lume. În fig. 8.25, *a—d* se prezintă etapele de realizare a unui astfel de pilot. Tubul pilotului este mai întîi fixat într-o mică excavație, apoi la baza tubului se pune un dop de pietriș sau de beton slab, care este compactat cu un berbec greu de oțel (*a*). Bătînd în dop, el este forțat în jos în pămînt antrenînd prin frecare și tubul (*b*). Baterea continuă pînă ce se atinge stratul portant, cînd tubul fiind blocat este împiedicat să pătrundă mai departe, iar betonul este expulzat prin bătaia berbecului formînd un bulb (*c*). Se coboară apoi în gura pilotului o carcasă de armătură și se începe betonarea. Pe măsură ce betonul este turnat și pilonat, tubul se extrage treptat (*d*).

Piloţii Franki prezintă următoarele avantaje:

a) capătul lărgit asigură o rezistenţă mărită la bază faţă de pilotul obişnuit cu secţiune constantă;

b) acţiunea de realizare a bulbului prin batere într-un pămînt nisipos conduce la îndesarea acestuia din urmă, lateral şi sub pilot, pe o distanţă egală cu cîteva diametre ale bulbului, mărind în acest fel rezistenţa pe vîrf;

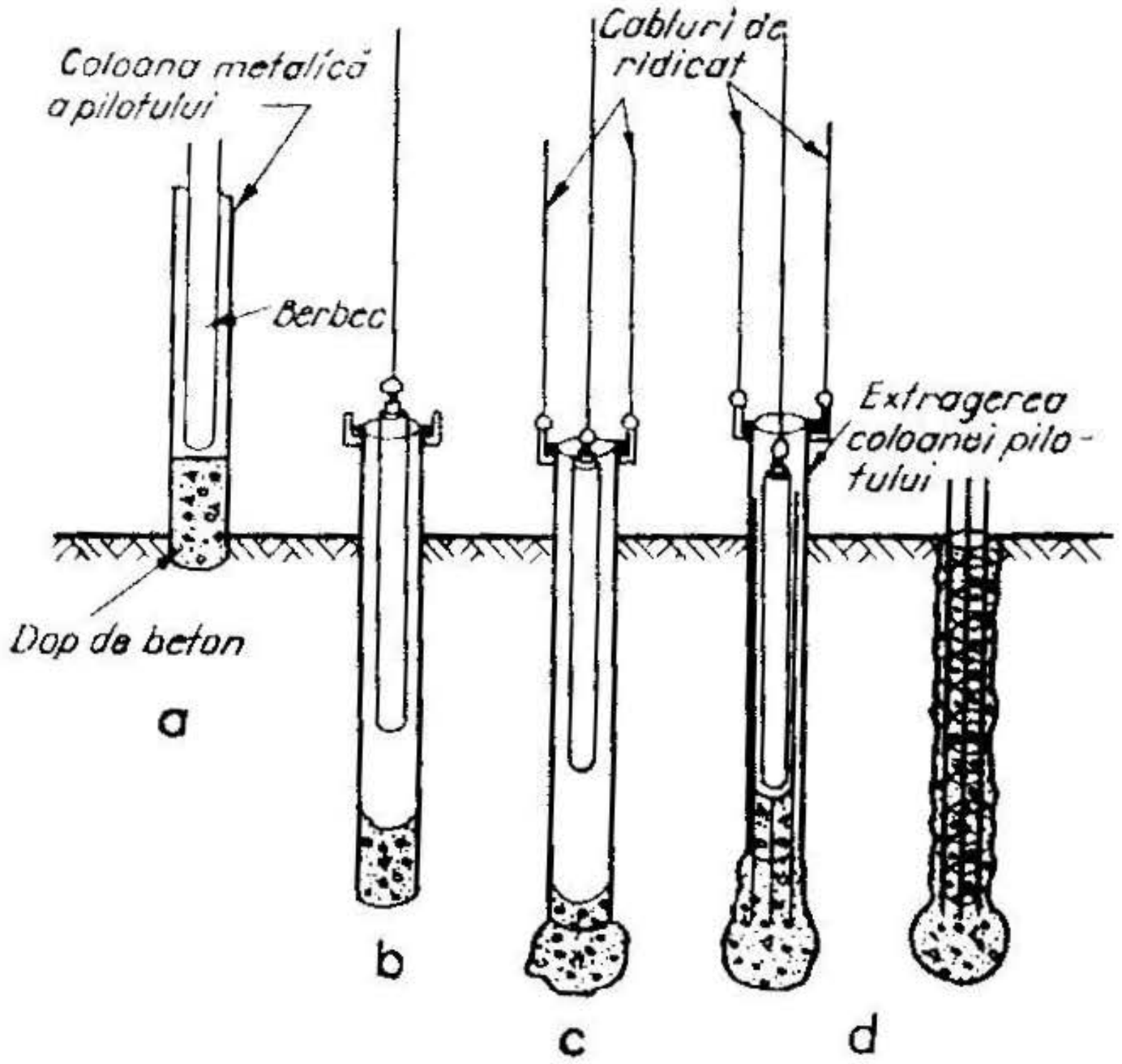


Fig. 8.25. Etapele de realizare a piloţilor Franki.

c) atunci cînd bulbul se realizează într-un pămînt argilos, apa este expulzată din argilă şi este absorbită de betonul uscat din bulb, consolidînd şi întărind argila din jurul bulbului;

d) pilonarea betonului conduce la presarea pămîntului în timpul betonării pilotului şi măreşte frecarea laterală şi adeziunea;

e) dopul de beton uscat este impermeabil, astfel încît păstrează interiorul tubului fără apă sau noroi;

f) din cauză că lovitura berbecului este aplicată direct dopului, vibraţiile care se trasmit la suprafaţă sînt mai reduse decît la piloţii bătuţi obişnuiţi.

Dezavantajele piloţilor Franki nu sînt specifice numai acestui tip de piloţi, ci majorităţii tipurilor de piloţi bătuţi şi turnaţi pe loc. Folosind metode de lucru corespunzătoare dezavantajele pot fi în majoritatea cazurilor depăşite, dar proiectantul trebuie să fie prevenit de posibilitatea apariţiei lor. Aceste dezavantaje sînt:

a) atunci cînd se realizează un grup mare de piloți, rezistența betonului parțial întărit din piloții confecționați anterior poate fi slăbită prin umflarea sau deplasarea laterală a terenului datorită baterii piloților vecini;

b) umflările puternice ale pămîntului argilos pot provoca ruperea prin întindere a piloților deja bătuți;

c) dacă betonarea se face fără grijă, în cazul argilelor moi sau turbei poate apărea o îngustare sau gîtuire a găurii pilotului;

d) apa sub presiune poate afuia pereții găurii pilotului, spălînd cimentul din betonul neîntărit și provocînd o reducere a diametrului pilotului.

Pătrunderea piloților Franki la adîncimi moderate poate fi ușurată formînd mai întîi partea superioară a găurii pilotului, urmată de plasarea dopului, și apoi bătînd tubul și dopul în mod obișnuit. Piloții Franki nu pot fi însă bătuți la adîncimi prea mari. Încărcările de serviciu obișnuite sînt:

Tipul de pilot	Diametrul pilotului cm	Încărcarea maximă de serviciu kN
Ușor	35—38	400
Mediu	40—45	600
Greu	50—55	900
Foarte greu	55—65	1 300

Firma „Franki Pile Co." stabilește de obicei lungimile necesare ale piloților pe baza observațiilor privind rezistența la batere a tubului și a dopului de beton. Uneori se face o cercetare prealabilă prin baterea unui tub de diametru mic cu ajutorul unui troliu ușor de foraj. Aceasta este de fapt o încercare de penetrare dinamică, pe rezultatele căreia se bazează calculele de lungime necesară de pilot. Proiectantul poate face un calcul aproximativ al capacității portante a piloților Franki folosind metodele „statice" și luînd în considerare un anumit diametru al bulbului. La acest tip de pilot efectele baterii și extragerii tubului asupra frecării laterale sînt însă incerte, iar diametrul bulbului nu poate fi prevăzut cu precizie. Ca urmare, calculele nu pot da decît o orientare aproximativă asupra capacității portante, iar pentru verificarea capacității portante este recomandabil să se efectueze încărcări de probă la scară naturală. Atunci cînd se folosește acest tip de pilot sau alte tipuri de piloți ale diferitelor firme se obișnuiește ca proiectantul să capete de la aceste firme indicații în ceea ce privește diametrele și lungimile necesare de pilot. Este însă necesar ca executantul piloților să primească informații precise privind condițiile de teren, inclusiv date privind rezistența la tăiere a pămînturilor coezive și gradul de îndesare al pămînturilor necoezive. Proiectantul trebuie de asemenea să precizeze rezistența minimă la compresiune și conținutul minim de ciment al betonului.

Vibropiloții

Vibropiloții sînt realizați prin baterea în teren a unui tub de oțel cu un berbec de 20—40 kN. Tubul este prevăzut cu un vîrf pierdut din fontă, care-l menține închis pînă ce pătrunde la adîncimea necesară. Apoi se coboară în tub o carcasă de armătură, după care se toarnă beton pînă la ni-

velul capului pilotului. Tubul este prins apoi cu legături pentru extragere, conectate cu berbecul care dă tubului lovituri alternate în sus și în jos. La lovitura în sus tubul este extras pe o mică distanță iar betonul curge din tub și se mulează pe pereții găurii. La lovitura berbecului în jos, masa de beton conținută în tub este împinsă în jos compactînd betonul de sub tub și forțîndu-l să facă contact strîns cu pămîntul. Loviturile de extragere și pilonare se aplică într-o succesiune rapidă, pentru a menține betonul „viu", evitînd în acest fel ridicarea sa odată cu tubul și antrenarea armăturii. Etapele de realizare a pilotului de acest tip sînt arătate în fig. 8.26, *a*—*c*.

Vibropiloții sînt de trei dimensiuni. În funcție de condițiile de teren piloții de 33 cm pot prelua încărcări de serviciu pînă la 400 kN, cei de 42 cm încărcări pînă la 600 kN iar cei de 53 cm încărcări pînă la sau peste 1 000 kN. Tuburile pentru piloți obișnuiți au lungimi pînă la 26 m, iar pentru adîncimi mai mari pot fi cuplate mai multe tuburi.

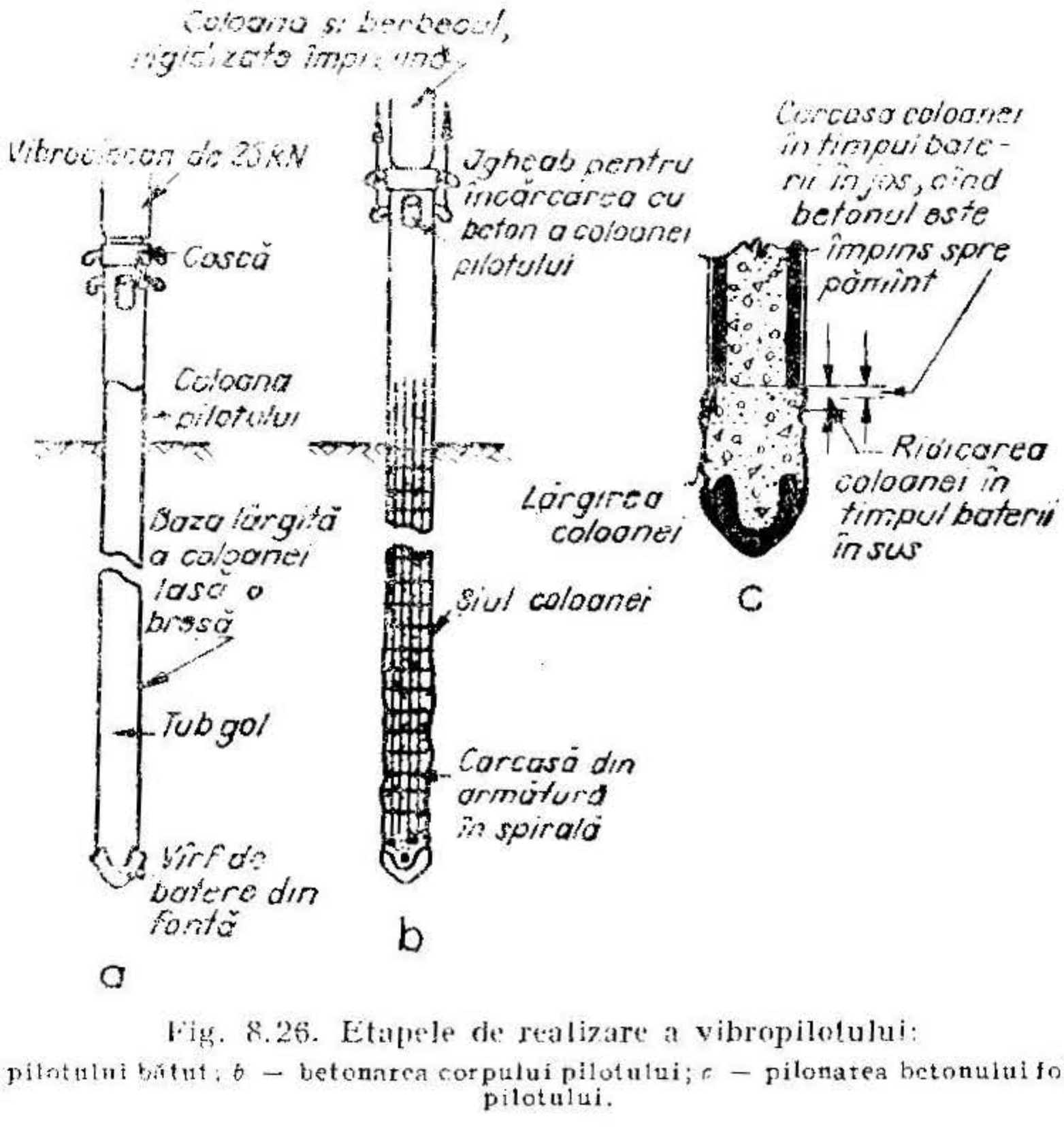


Fig. 8.26. Etapele de realizare a vibropilotului:

a — coloana pilotului bătut; *b* — betonarea corpului pilotului; *c* — pilonarea betonului folosind coloana pilotului.

Ca și în cazul piloților Franki, din cauza incertitudinilor privind valoarea frecării laterale și dimensiunea lărgirii de la baza pilotului, este greu să se facă o evaluare exactă a capacității portante a vibropiloților prin metode „statice".

Dezavantajele vibropiloților sînt similare cu cele menționate pentru piloții Franki.

Piloții Simplex, Delta și Holmpress

Piloții de aceste tipuri sînt realizați prin baterea unui tub de oțel cu un vîrf detașabil de fontă, într-un mod similar cu cel de la vibropiloți. Tubul este extras cu cabluri conectate la un vinci de piloți, în timp ce betonul este compactat prin căderea unui berbec acționînd în interiorul unei carcase de armătură. Realizarea pilotului Holmpress cuprinde o operație de „rebatere", care constă în baterea în betonul care nu a făcut încă priză, a unui tub de diametru mic în timp ce se extrage tubul principal al pilotului. Prin această operație betonul este compactat în teren, ceea ce în pămînturile moi conduce la o mărire a diametrului. Pentru operația de „rebatere" poate fi folosit un tronson de beton prefabricat care rămîne apoi pierdut. Aceasta este avantajos în condițiile unui teren agresiv unde este necesar un beton de bună calitate.

Piloții Alfa

Un tub de oțel aslupat cu un vîrf detașabil din fontă este bătut pînă la cota dorită. Baterea se face prin intermediul unei mandrine umplute cu beton care se găsește în interiorul tubului (fig. 8.27, *a*). Cînd tubul a fost complet

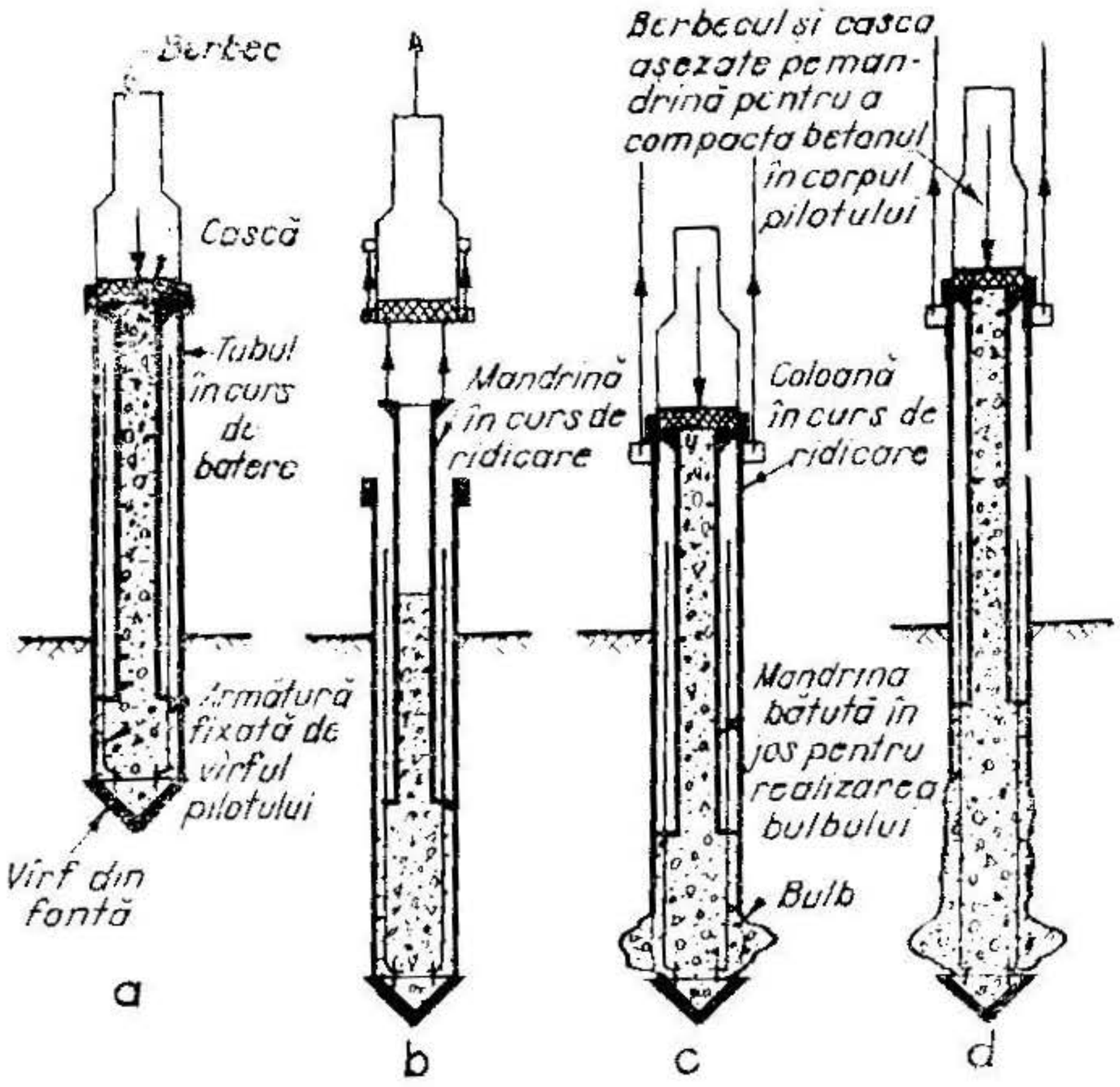


Fig. 8.27. Etapele de realizare a pilotului Alfa.

bătut mandrina este ridicată pentru a permite unei anumite cantități de beton să alunece în jos în tub (*b*). Se reumple apoi mandrina cu beton și aceasta se

bate în jos pe măsura extragerii tubului (*c*). După realizarea bulbului, mandrina este ridicată și reumplută cu beton în etape. La fiecare etapă betonul din gaura pilotului este presat spre pămînt folosind greutatea proprie a berbecului care este rezemat pe mandrină. Tubul și mandrina sînt în final extrase complet din teren și pilotul este gata. Flanșa de la partea inferioară a mandrinei este prevăzută cu goluri perimetrale prin care trec barele armăturii. Aceste goluri servesc pentru menținerea armăturii și pentru asigurarea unei acoperiri corecte cu beton. Piloții Alfa se fac de următoarele dimensiuni:

Diametrul nominal cm	Diametrul bulbului cm	Încărcarea de serviciu nominală maximă kN
38	39	500
43	44	700
48	50	900

Piloții Western cu dop de bază

Acest tip de pilot are o largă utilizare în S.U.A., Mexic și Canada. Operațiile de batere a piloților sînt arătate în fig. 8.28, *a*–*c* și se compun din:

1) Baterea în pămînt a unui vîrf bont din beton precomprimat de 43 cm diametru, așezat la capătul inferior al unui tub metalic (*a*).

2) După atingerea cotei dorite, în tub se coboară un cilindru din tablă cu caneluri în spirală, care se fixează printr-un știft de partea superioară a dopului de la vîrf (*b*).

3) Cilindrul de tablă este umplut cu beton, cu sau fără carcasă de armare, iar tubul de batere se extrage (*c*).

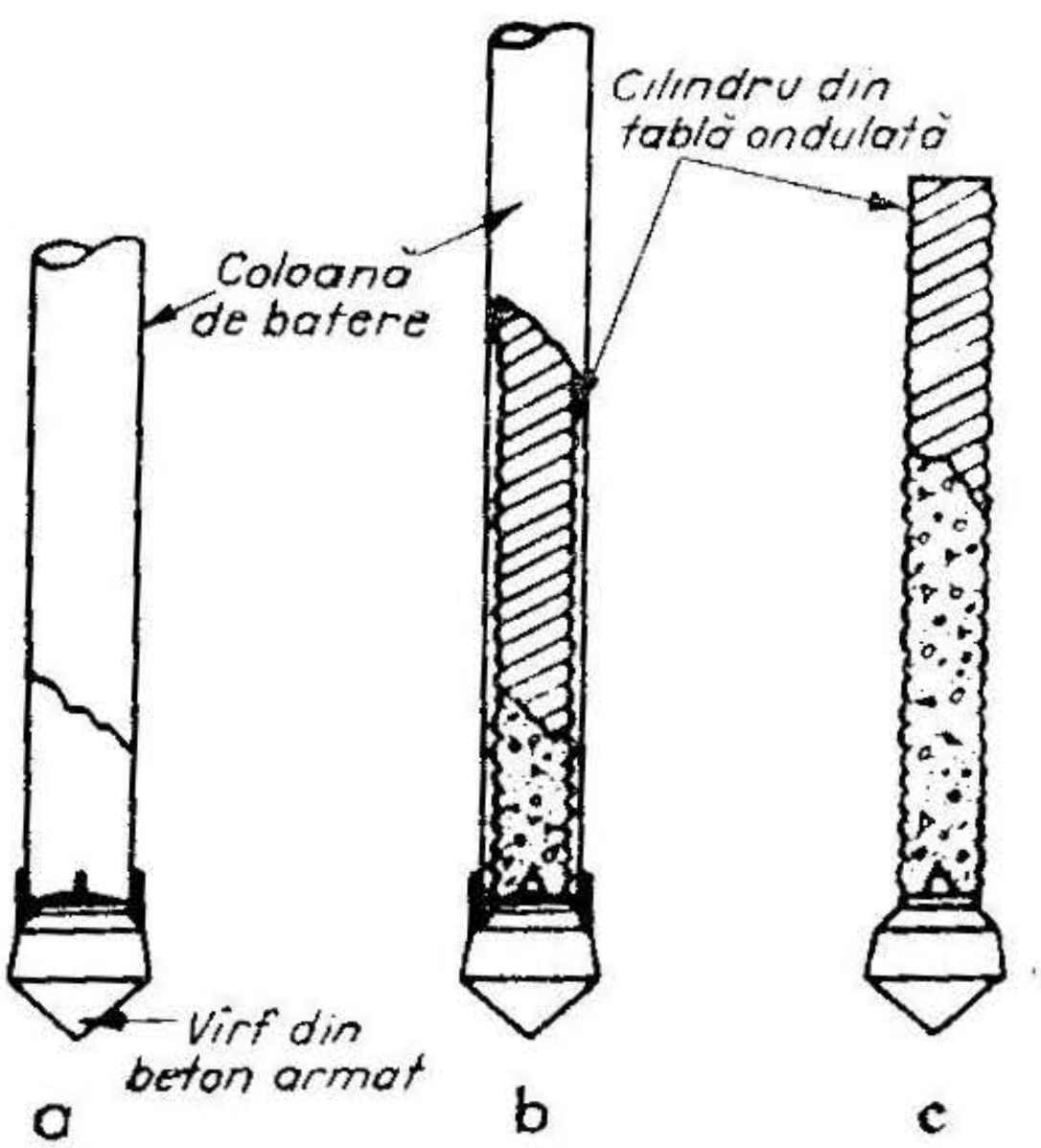


Fig. 8.28. Etapele de realizare a pilotului cu vîrf de beton armat tip Western.

Tabla de oțel canelată este avantajoasă atunci cînd trebuie realizați piloți în pămînturi moi care au tendința să refuleze. De asemenea, atunci cînd piloții sînt bătuți într-un grup mare umflarea pămîntului nu mai poate provoca ruperea pilotului prin întindere, astfel că nu mai este necesară armarea pilotului pentru acest gen de solicitare. Proiectanții afirmă că tabla de oțel ondulată mărește frecarea laterală pe pilot. Deoarece însă extragerea tubului de batere lasă un gol împrejur, în argilele vîrtoase și nisipurile îndesate este de așteptat ca fre-

carea laterală sau adeziunea să fie mai mică decît în cazul unui pilot la care betonul este pilonat și adus în contact direct cu terenul. Pentru acest motiv pilotul cu vîrful din beton prefabricat trebuie considerat în principal ca un pilot purtător pe vîrf.

Pilotul Western cu bulb

Acest tip este asemănător ca principiu cu pilotul cu dop din beton armat, cu deosebirea că are în plus un bulb la partea inferioară. Procedeul de execuție, ilustrat în fig. 8.29, *a—d*, constă din:

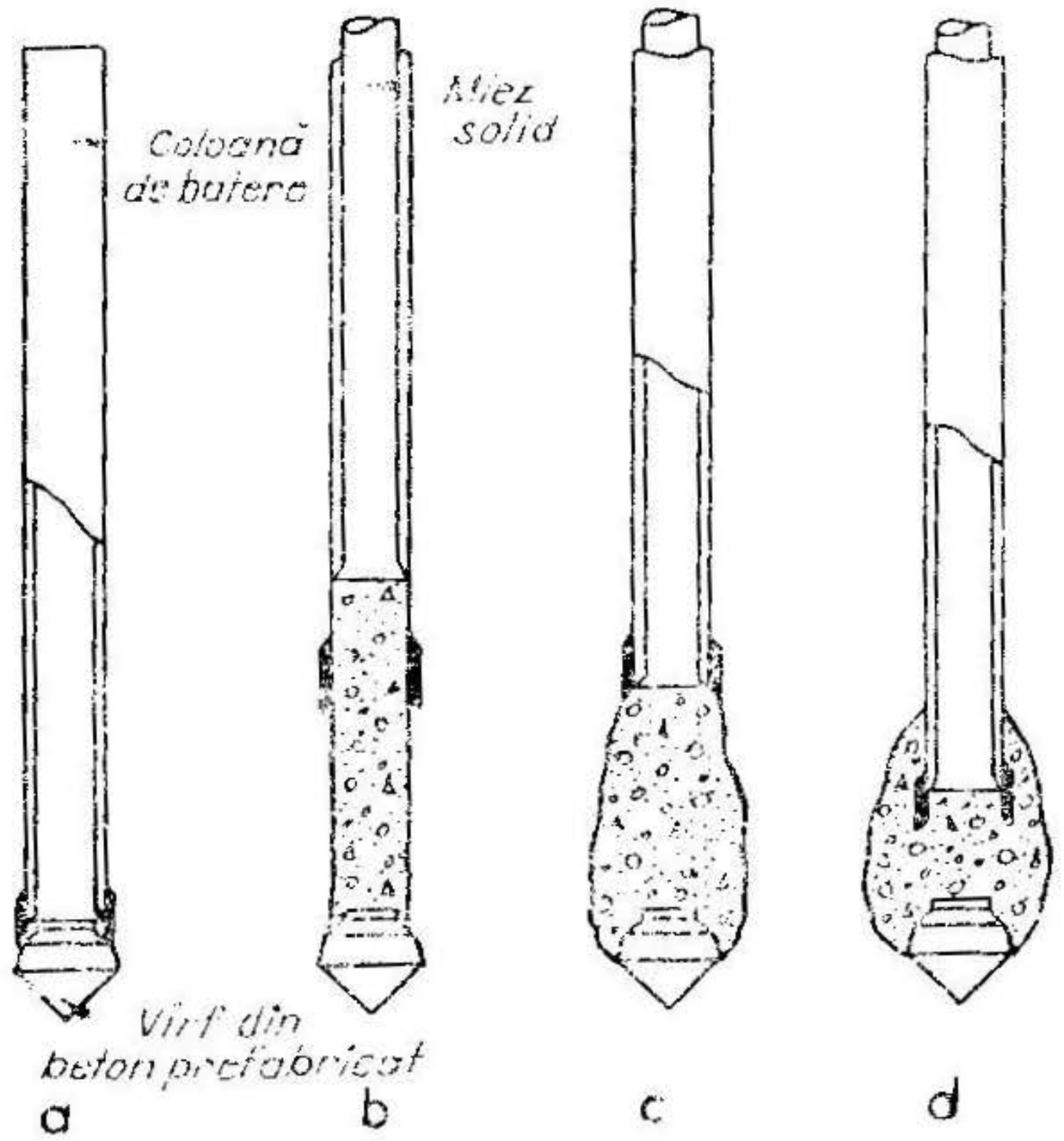


Fig. 8.29. Etapele de realizare a pilotului Western cu bulb.

1) Baterea tubului prevăzut cu vîrful de beton prefabricat pînă la cota prescrisă (*a*).

2) Așezarea în tub a unei cantități de beton.

3) La suprafața betonului din tub se așază un miez solid, iar tubul se extrage pe o mică distanță (*b*).

4) Miezul este bătut cu berbecul pentru a se expulza betonul, formîndu-se astfel o porțiune lărgită deasupra și în jurul vîrfului pierdut (*c*).

5) Tubul și miezul sînt bătute împreună, în porțiunea lărgită formîndu-se astfel un bulb îndesat (*d*).

6) Se betonează golul pilotului și se extrage tubul de batere, menținînd în acest timp miezul pe loc pentru a împiedica ridicarea betonului în tub.

În terenul moale, înainte de a începe betonarea, în interiorul tubului de batere se așază un cilindru din tablă ondulată.

Pilotul cu bulb are avantajele pilotului cu dop la bază, la care se adaugă cele datorite capătului lărgit și betonului așezat în contact strîns cu pămîntul, ceea ce mărește frecarea laterală; aceste avantaje se diminuează în pămînturile moi, unde este necesară cămașa din tablă ondulată.

Piloți cu cămășuială metalică bătuți cu mandrina

Aceste tipuri de piloți sînt realizate de „Raymond Concrete Pile Co." și sînt cunoscute sub denumirile de piloții Raymond conici și Raymond cu retrageri în trepte. Cămășile metalice ale piloților conici sînt din porțiuni de tablă ușoară, cu întăriturî în spirală, avînd lungimi de 1,20 și 2,40 m. Diametrele porțiunilor tronconice descresc continuu cu 4 cm/m, pînă la lungimea maximă de 11 m, la care diametrul la vîrf este de 20 cm. Piloții cu retrageri în trepte sînt formați din porțiuni cilindrice lungi de 1,20 m pînă la 2,40 m din tablă cu ondulații în spirală. Descreșterea de diametru este de 2,5 cm la fiecare tronson de 2,40 m lungime ajungîndu-se astfel succesiv pînă la un diametru minim de 22 cm. Piloții cu retrageri în trepte pot fi bătuți pînă la o adîncime maximă de 24 m. Piloții de 24 m lungime au un diametru la vîrf de 22 cm și la cap de 44 cm. Modul de batere a piloților cu conicitate este ilustrat în fig. 8.30 *a* și *b* și constă din:

1) Asamblarea cămășilor metalice pe mandrina de oțel tronconică de lungimea necesară, după care aceasta este lărgită pentru a se fixa cămășuiala.

2) Mandrina și cămășuiala sînt ridicate între lumînările sonetei și apoi sînt bătute la cota necesară cu un berbec cu simplă sau dublă acțiune (*a*).

3) Mandrina este strînsă și extrasă, iar interiorul pilotului este controlat.

4) Cămășuiala este betonată cu sau fără carcasă de armare (*b*).

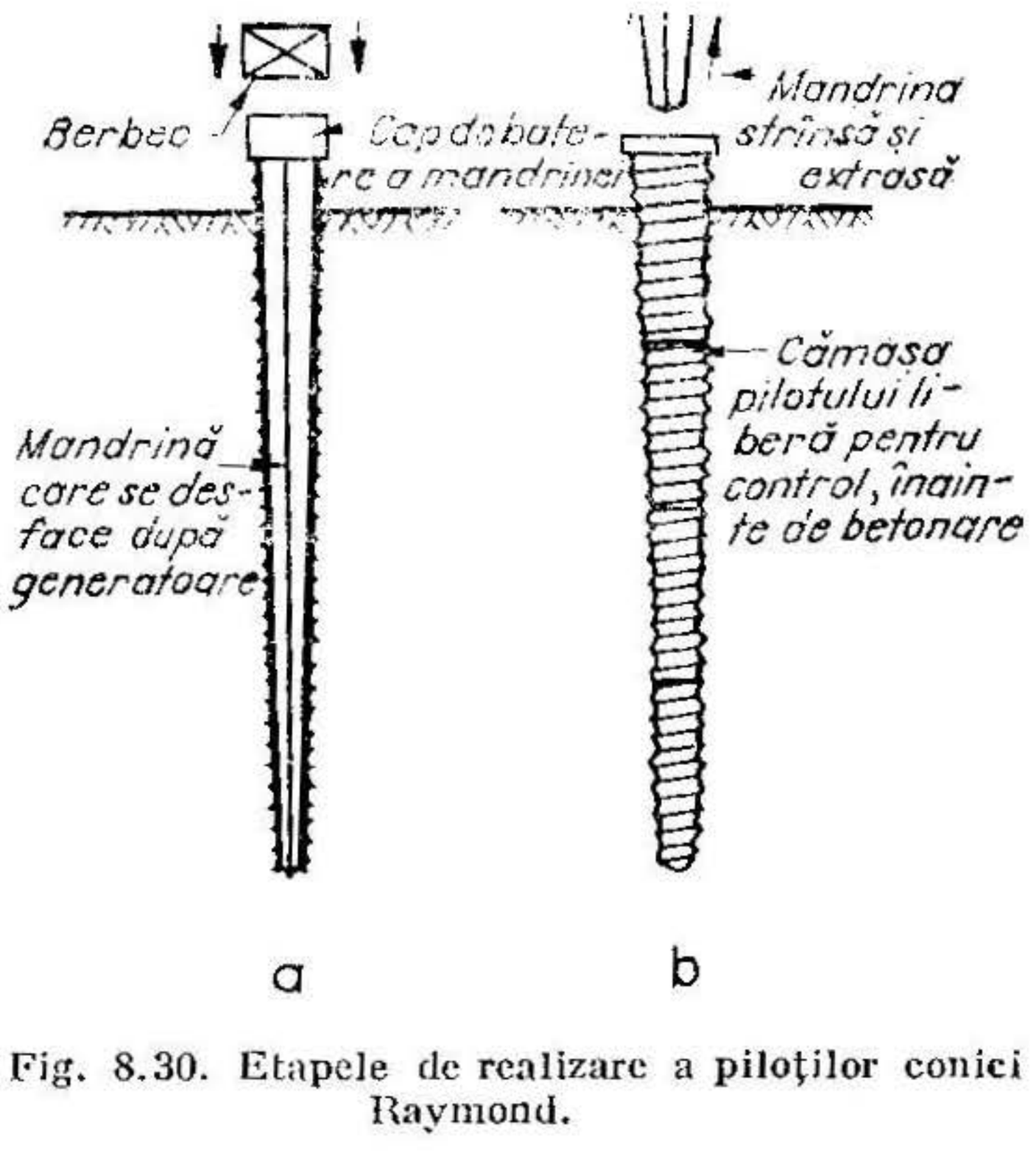


Fig. 8.30. Etapele de realizare a piloților conici Raymond.

O metodă oarecum similară este folosită pentru baterea piloților cu retrageri în trepte. Condițiile de betonare a piloților Raymond sînt bune, deoarece îmbinările tronsoanelor de cămășuială se realizează prin înșurubare și etanșate pentru a nu putea pătrunde apa, iar alinierea tronsoanelor poate fi controlată înainte de betonare. Cămășuiala împiedică prăbușirea pereților, în special în pămînturile

noi unde apar eforturi datorită umflăturilor rezultate din baterea piloților în grupuri mari.

Piloţii Raymond au fost folosiţi în multe părţi ale lumii. Ei sînt uşor adaptabili la diferite condiţii de teren, deoarece tronsoanele de cămăşuială pot fi adăugate sau scoase după nevoia de a se realiza diferite adîncimi de pătrundere. Cînd sînt necesare fişe foarte lungi porţiunea inferioară poate fi constituită dintr-o ţeavă metalică sau din tronsoane de lemn sau beton. Piloți metalici cu retrageri în trepte au fost bătuți pînă la adîncimi de 45 m.

Elemente din beton bătute cu mandrina (Piloți West)

Piloţii din elemente de beton sînt executaţi de firma „West's Pilling and Construction Co.". Ei constau din tronsoane scurte, prefabricate de beton armat, care sînt înfiletate folosind drept suport o mandrină cilindrică, avînd la partea inferioară un vîrf conic din beton prefabricat. Tronsoanele sînt înnădite prin inele metalice, iar feţele lor interioare pot fi bitumate pentru a etanşa rosturile. Mandrina şi tronsoanele sînt bătute cu un berbec cu cădere liberă care culisează între luminările sonetei. Un cap de batere ingenios conceput permite ca prin batere întreaga greutate a berbecului să fie transmisă mandrinei, în timp ce tronsoanele de beton primesc numai o lovitură amortizată. Intensitatea loviturii transmisă elementelor din beton poate fi variată prin reglarea capului de batere, în vederea adaptării la variaţiile rezistenţei de batere dată de frecarea laterală şi adeziune. Fazele de realizare a piloţilor West, ilustrate în fig. 8.31, *a*—*d*, sînt următoarele:

1) Într-un gol puţin adînc este fixat vîrful de beton armat pe care este rezemată mandrina (*a*).

2) Tronsoanele de beton armat sînt înfiletate folosind drept suport mandrina.

3) Pilotul este bătut la cota necesară (*b*).

4) Se extrage mandrina şi eventualul surplus de tronsoane.

5) Se controlează interiorul piloţilor, se coboară şi se fixează eventuala carcasă de armare şi se umple interiorul tronsoanelor cu beton (*c*).

Piloţii tip West prezintă avantajul că lungimea poate fi uşor reglată pentru a fi adaptată condiţiilor de teren, prin adăugarea sau scoaterea tronsoanelor. Cei mai lungi piloţi bătuţi au fost de 31 m. Piloţii tip West permit realizarea de lungimi mari în condiţiile unei înălţimi libere limitate, prin cuplarea mai multor tronsoane de mandrină. Dislocuirea pămîntului asigurată de diametrul relativ mare al pilotului este favorabilă măririi frecării laterale, adeziunii şi rezistenţei pe vîrf, cu excepţia cazului cînd dislocuirile importante pot provoca degradări ale construcţiilor învecinate. De asemenea, transmiterea părţii principale a greutăţii berbecului prin mandrină la talpă reduce vibraţiile terenului în suprafaţă. Mai înainte de începerea betonării golul din interiorul pilotului poate fi inspectat pentru verificarea alinierii tronsoanelor, a contactului între ele.

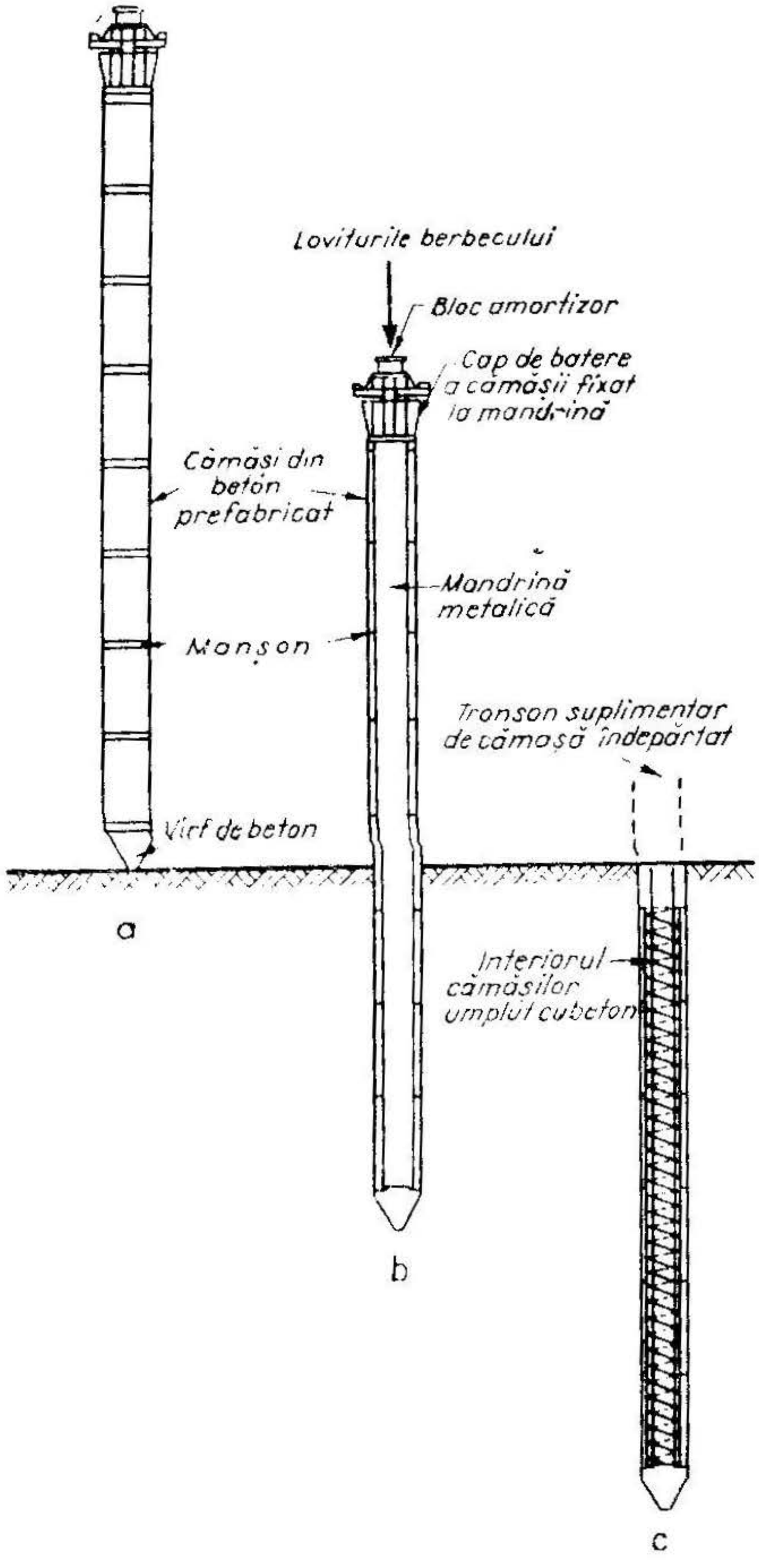


Fig. 8.31. Etapele de realizare a piloților cu cămașă tip West.

Trebuie dată atenție baterii acestor piloți în terenurile care conțin bolovani mari sau orizonturi stîncoase mult înclinate. În astfel de condiții pilotul poate fi deviat, ceea ce provoacă dificultăți la extragerea mandrinei și în consecință deplasări ale tronsoanelor. Dacă elementele nu sînt bine prinse cap la cap, cea mai mare parte a încărcării va fi transmisă miezului de beton turnat in situ, care are un diametru mai mic și care dacă nu este bine realizat, poate ceda sub o încărcare de serviciu importantă. De asemenea, dacă piloții sînt bătuți în grup și nu se iau precauții privind introducerea piloților într-o ordine anumită sau așezarea lor în găuri forate în prealabil, umflarea pămîntului poate provoca separarea tronsoanelor. Piloții West se realizează din elemente cu diametre exterioare de 37, 45, 51 și 61 cm pentru încărcări maxime de serviciu de la 300 pînă la 600 kN, 500 pînă la 800 kN, 750 pînă la 1 200 kN și 1 000 pînă la 2 000 kN.

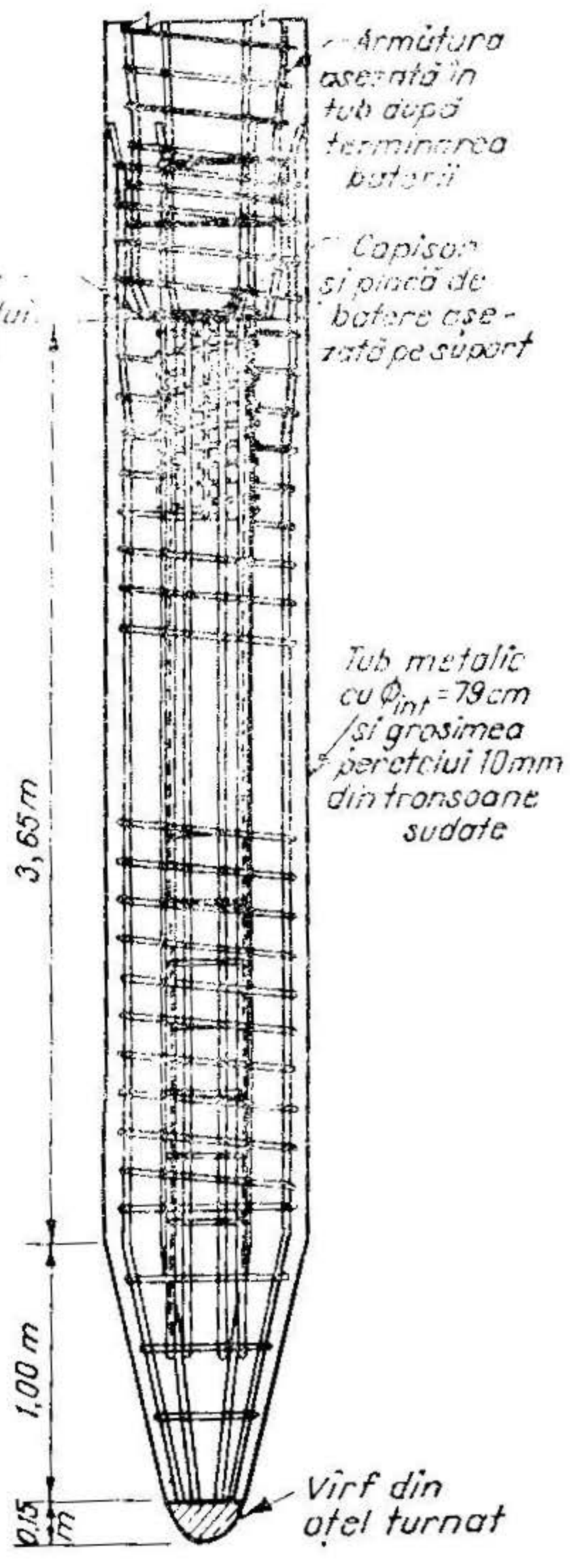


Fig. 8.32. Baza pilotului tip Gambia de la podul peste strîmtoarea Perth.

Pilotul tip Gambia

Pilotul tip Gambia este de formă tubulară și prevăzut cu un vîrf de batere din beton puternic armat. Ciocanul cu acțiune simplă sau dublă folosit pentru baterea pilotului lucrează în interiorul cămășuielii direct asupra vîrfului (fig. 8.32). Pilotul din figură a fost proiectat de firma G. Maunsell și asociații săi, proiectanții podului peste strîmtoarea Perth din vestul Australiei [8.18]. Avantajele pe care le prezintă piloții Gambia sînt următoarele: în primul rînd, întrucît ciocanul acționează direct asupra vîrfului, cămășuiala nu trebuie să fie foarte rezistentă, așa că poate fi ușoară iar manipularea pilotului este lesnicioasă; în al doilea rînd, pentru a ghida pilotul pe primii metri de pătrundere este suficientă o sonetă ușoară, greutatea berbecului fiind luată de pilot după ce el a fost fixat în pămînt.

Pilotul tip Gambia prezintă însă și dezavantaje, atunci cînd este bătut pe adîncimi mari în argile vîrtoase sau nisipuri îndesate. În astfel de condiții, pămîntul reține partea superioară a cămășuielii, apărînd fisuri circulare pe măsură ce partea inferioară tinde să se separe. Pilotul tip Gambia este cel mai indicat pentru lucrul pe apă, unde trebuie bătut prin depozite moi și pătrunde pe o adîncime relativ mică într-un strat portant.

O variantă simplificată a pilotului tip Gambia a fost folosită de firma Wimpey pentru susținerea unor platforme de foraj marine în Trinidad. Piloții metalici de 90 cm diametru au fost bătuți prin căderea liberă la interior a unor berbeci de 70 și 100 kN pe un dop de beton situat la partea inferioară a tubului. Piloții avînd circa 90 m lungime au fost bătuți prin 9 m de apă, 50 m de argilă moale și 21 m de argilă vîrtoasă cu intercalații de nisip. Porțiunea inferioară de 27 m a acestor piloți era constituită din tub de 60 cm diametru. Masa inițială a betonului de umplutură era extinsă cu circa 2 m deasupra joncțiunii dintre tuburile de 90 și 60 cm diametru, iar berbecul de 100 kN acționa asupra acestei mase. După terminarea baterii, porțiunea superioară a pilotului de 90 cm diametru a fost umplută cu beton, după ce în prealabil s-a așezat carcasa de armare.

Rezistențele de serviciu în piloții bătuți și turnați pe loc

În practică se obișnuiește ca rezistența medie de serviciu, calculată pentru aria totală a secțiunii transversale a pilotului, să fie limitată la 25% din rezistența pe cub la 28 de zile. Acolo unde tubajul pilotului are un caracter permanent și o grosime și formă adecvată, rezistența admisibilă la compresiune poate fi mărită după aprecierea proiectantului. Dozajul betonului nu trebuie să fie mai sărac decît 1:2:4. După normativul „New York Foundation Code" se poate admite pentru „betonul controlat" o rezistență de serviciu egală cu un sfert din rezistența pe cub la 28 zile, dar nu mai mare decît 70 daN/cm^2.

PILOȚI ȘI COLOANE ÎNȘURUBATE

Piloții înșurubați sau coloanele înșurubate reprezintă tipuri de piloți executați prin dislocuire, constituiți dintr-o manta care are fixată la partea inferioară o lamă helicoidală orizontală, de diametru mare (fig. 8.33). Piloții sînt înșurubați în pămînt prin aplicarea unui moment de torsiune la partea superioară. În cazul piloților înșurubați, cuplul este aplicat unei porțiuni pline de la partea superioară a pilotului sau unei secțiuni pătrate fixate pe capătul superior circular al pilotului. Metode similare se folosesc pentru coloanele înșurubate, unde torsiunea este aplicată direct cilindrului gol metalic. La alte tipuri de coloane cilindrice din beton sau metal, în interiorul lor se introduce o mandrină. După atingerea adîncimii dorite mandrina se deșurubează și se extrage, iar interiorul cilindrului se umple cu beton.

Piloţii înşurubaţi se folosesc de mulţi ani şi există numeroase exemple de utilizare la lucrările inginereşti realizate în secolele XVIII şi XIX. Ei prezintă avantajul că lama de diametru mare le conferă o rezistenţă mare la smulgere, întrucît se mobilizează întreaga greutate a conului de pămînt, cu vîrful în jos, situat deasupra lamei. În plus, diametrul mare al cilindrilor înşurubaţi permite o bună comportare la forţele orizontale, care apar de exemplu la cheiuri şi jetele. Piloţii înşurubaţi de firma Braithwaite & Co. au corpul din oţel plin de 15 cm diametru, iar lamele de 120 cm diametru. Coloanele înşurubate ale aceleiaşi firme sînt constituite din cilindri goi la interior, avînd pînă la 1,05 m diametru, iar lamele pînă la 2,80 m diametru.

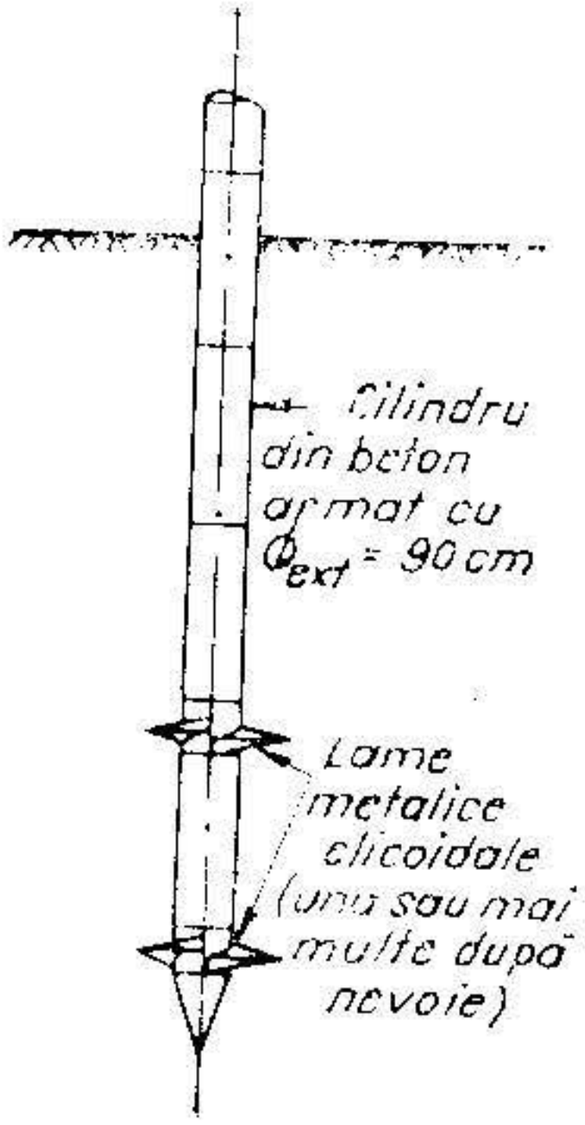


Fig. 8.33. Pilot înşurubat tip Braithwaite.

Înfigerea

Metoda cea mai simplă de a înfige piloţi înşurubaţi foloseşte un cabestan fixat la partea superioară a pilotului. Cuplul este aplicat cabestanului fie manual fie cu ajutorul unui cablu acţionat de un vinci. Firma Braithwaite & Co. foloseşte pentru înşurubare cabestane electrice acţionînd în interiorul unui cadru proiectat special. Cilindri înşurubaţi pot fi folosiţi cu capătul inferior închis (cu vîrf ghiulea) sau deschis. Ultimul tip este folosit în condiţii dificile de coborîre, cînd pentru a afîna pămîntul de sub lamă se foloseşte un jet de apă, iar pentru a ridica detritusul prin interiorul golului central se recurge la un ejector cu aer-lift.

La înfigerea piloţilor înşurubaţi prin argile vîrtoase şi nisipuri sau pietrişuri îndesate este probabil să apară dificultăţi considerabile. Deşi în cazul nisipurilor se poate recurge la un jet de apă pentru a uşura înfigerea piloţilor acţiunea hidraulică poate provoca o afînare excesivă a pămîntului de sub cota finală de coborîre sau de sub piloţii deja înfipţi. Piloţii înşurubaţi se comportă foarte bine în situaţiile în care urmează să fie înfipţi prin argile sau prafuri moi, pătrunzînd numai pe adîncime foarte mică în argile consistente sau vîrtoase sau în nisipuri îndesate sau de îndesare mijlocie. Datorită diametrului mare al bazei, pătrunderea în stratul portant poate fi foarte mică pentru a se realiza capacitatea portantă dorită. Piloţii sau coloanele înşurubate sînt de asemenea indicate în cazul cînd pe o adîncime rezonabilă nu se întîlneşte un strat portant convenabil pentru piloţii obişnuiţi. Folosirea piloţilor înşurubaţi în aceste condiţii a fost descrisă de Morgan [8.19]. Deşi ei pot realiza o capacitate portantă ridicată pentru o fişă mult mai mică decît aceea a piloţilor obişnuiţi, se întîmplă ca pămîntul de sub un grup de piloţi înşurubaţi să fie mai compresibil decît sub un grup de piloţi lungi convenţionali. De asemenea poate apărea o tasare suplimentară datorită tulburării prin înşurubare a argilelor mai sensitive, situate sub lamele helicoidale.

Calculul capacităţii portante a piloţilor înşurubaţi

Metodele de calcul pentru capacitatea portantă a piloţilor înşurubaţi şi a coloanelor Screwcrete sînt date în lucrarea lui Guthlac Wilson [8.20]. Deoarece însă de la publicarea acestui articol s-au făcut progrese considerabile în teoria capacităţii portante a fundaţiilor adînci, autorul recomandă folosirea metodelor statice prezentate în cap. 7. Articolul lui Guthlac Wilson cuprinde un număr de exemple de încărcări de probă şi observaţii de tasare a unor piloţi înşurubaţi în diferite terenuri, material valoros de studiu pentru cei ce proiectează astfel de piloţi.

Atunci cînd se folosesc metodele „statice" pentru calculul rezistenţei pe vîrf se ia întregul diametru al lamei. Se foloseşte rezistenţa la tăiere în stare netulburată, cu excepţia cazului cînd pămîntul este tulburat ca urmare a înşurubării sau a jetului de apă, în care caz se utilizează valorile cele mai coborîte. La calculul rezistenţei pe vîrf se va folosi coeficientul 9, numai dacă lama este înşurubată în stratul portant pe o distanţă de cel puţin o dată şi jumătate diametrul lamei. Pentru adîncimi de pătrundere mai mici se vor folosi coeficienţii indicaţi în fig. 2.11.

Dacă piloţii sînt înşurubaţi în depozite uniforme de pămînt se poate lua în considerare frecarea pe suprafaţa laterală. Dacă însă pămînturile au fost complet tulburate prin trecerea lamei, trebuie luate în considerare valori reduse pentru frecare. Atunci cînd piloţii ajung într-un strat vîrtos sau îndesat peste care se găsesc pămînturi moi, compresibile, la evaluarea capacităţii portante, pentru a se ţine seama de efectul de frecare negativă, nu se ia în considerare frecarea laterală în pămînturile moi.

TIPURI DE PILOŢI FORAŢI

Piloţi realizaţi prin forare rotativă

Există două moduri de a realiza astfel de piloţi: prin forare manuală şi mecanică.

Forarea manuală

Metoda cea mai simplă de a realiza piloţii foraţi şi turnaţi pe loc constă în a fora netubat pînă la cota necesară, cu ajutorul unei linguri sau al unui burghiu, şi a umple apoi forajul cu beton. Nu se foloseşte armătură, cu excepţia unor bare de fixare, aşezate la partea superioară a piloţilor pentru legarea cu radierul sau cu grinda de solidarizare de pe capul piloţilor.

Piloţi simpli de acest tip sînt utilizaţi în cazul încărcărilor reduse cum sînt de exemplu cele transmise de fundaţiile caselor sau de stîlpii clădirilor în cadre cu un singur nivel. Armarea este necesară numai dacă piloţii trebuie să reziste la momente încovoietoare sau forţe laterale, sau dacă ridicarea datorită umflării pămîntului constituie un factor însemnat.

Forarea manuală fără tubare poate fi folosită numai în pămînturile care se menţin singure, cum sînt de exemplu argilele şi prafurile consistente şi vîrtoase, nisipurile coezive sau pietrişurile argiloase situate deasupra nivelului apelor subterane. Din considerente economice forarea manuală rotativă la lucrările de piloţi este de obicei limitată la adîncimi mai mici decît 4,5 m şi diametre de maximum 35 cm.

Instalaţiile de foraj mecanice

Pentru piloţi de mare diametru sau pentru adîncimi mai mari decît 4,5 m este necesar să se folosească burghie mecanice. Acestea sînt montate la partea inferioară a unui tractor sau camion. Foreza de tip Cheshire, prezentată în planşa IX, poate fora găuri avînd diametre pînă la 90 m şi adîncimi pînă la 10,5 m. Foreza mecanică Hugh Williams tip 1100 este capabilă să lucreze pînă la adîncimi de 33 m. Prăjina rotativă din interiorul catargului găurit este alcătuită din două porţiuni telescopice. Pentru foraje la adîncimi mai mici de 15 m tija exterioară este blocată pe tija interioară. Diametrul burghiului variază între 50 şi 150 cm. Dispozitivul de forare se poate roti pe şasiu şi poate aluneca înainte şi înapoi, ceea ce permite o poziţionare foarte precisă a burghiului în axa pilotului.

Un alt tip de instalaţie de foraj rotativ pentru piloţi de diametru mare este cea de tip Calweld (v. planşa X). Această instalaţie foloseşte o chiblă rotativă, avînd o parte a fundului rabatabilă în jurul unei şarniere. Pentru a putea fi golită direct într-un camion sau buncăr, chibla poate fi basculată în lături faţă de mast. Instalaţia Calweld poate fora pînă la adîncimi de 60 m, folosind o prăjină telescopică triplă şi chible cu diametre între 25 cm şi 5 m. Pentru diferite pămînturi sau roci stîncoase moi se folosesc variate tipuri de chible.

Pentru ca operaţia de forare rotativă să se desfăşoare cu succes, pămîntul nu trebuie să conţină rădăcini de arbori, bolovani, putîndu-se menţine în pereţi nesprijiniţi deoarece burghiile mecanice lucrează numai în găuri netubate. Dacă pămîntul se poate prăbuşi, se aşază cu ajutorul unei macarale un tronson de coloană în gaura forată; în cazul forezei Calweld coloana poate fi manipulată cu mastul instalaţiei. În acest caz, partea inferioară a prăjinii este fixată de partea superioară a coloanei pentru a o roti şi a o presa în teren, realizînd astfel închiderea apei subterane. Pentru forarea în continuare în interiorul coloanei se foloseşte un burghiu de dimensiune mai mică. Dacă este necesar, se poate folosi un nou tronson de coloană aşezat prin telescopare în interiorul celui fixat anterior.

Realizarea cu succes pe scară mare a lucrărilor de piloţi cu foreze mecanice depinde de buna organizare a şantierului. Forezele montate pe camion trebuie să poată efectua mişcări de descărcare, mişcări pe verticală şi orizontală pentru a evita întîrzierile datorite deplasării înapoi, înclinării şi reglării colei. Pe vreme umedă trebuie aşezate pe teren traverse sau grinzi, pentru a se evita înnoroirea utilajului şi a vehiculelor folosite pentru transportul betonului. Pentru îndepărtarea materialului săpat, care are volume relativ mari, se vor folosi mijloace eficiente. Printre acestea sînt lopeţile mecanice ridicătoare, buldozerele sau screperele.

Piloți forați prin percuție sau cu instalații de săpare cu graifăr

În pămînturile în care forarea rotativă manuală sau mecanică cu burghie este imposibilă, adică în nisipurile sau pietrișurile acvifere, în argile cu pietre sau bolovani, în argile și prafuri foarte moi, se obișnuiește ca executarea forajului pentru piloții forați și turnați în loc de diametru mediu să se realizeze cu foreze convenționale. Un tip obișnuit de foreză pentru piloți de diametru redus este cel folosit și pentru lucrările de prospecțiuni (v. planșa I) Pentru piloții de diametru mare se folosesc utilaje proiectate special.

Utilaje de forat cu graifăr

Utilajele special proiectate pentru piloții de diametru mare care folosesc graifărul cuprind mașinile Benoto (v. planșa XI), Bade, Hochstrasser-Weise și „turn-grab". La aceste utilaje în timpul forării i se imprimă coloanei o mișcare continuă de semirotație. Tipurile de graifăr folosite depind de condițiile de teren. Tubajul poate avea îmbinări sudate, fiind nerecuperabil, sau poate fi asamblat numai printr-o sudură ușoară, extrăgîndu-se pe măsură ce are loc betonarea.

Utilajul Benoto EDF 55 realizează de obicei foraje avînd diametrul pînă la 1 m și adîncimea pînă la 30 m. Mașina „turn-grab" folosește o coloană tip cu diametrul de 1,25 m și poate fora pînă la 30 m adîncime.

Deși aceste instalații pot fi folosite în orice fel de teren, ele sînt eficiente pentru pămînturile dificile, ca pietrișuri mari și bolovani, argile morenice, marnele sau alternanțele subțiri de șisturi și argile. În argilele consistente pînă la vîrtoase și nisipurile uniforme, burghiile spirale sau utilajele cu chiblă rotativă lucrează de obicei mai repede decît cele cu graifăr.

Piloți forați cu bază lărgită

Executarea pe argile de Londra a unor clădiri foarte înalte cu peste douăzeci de niveluri a creat necesitatea de a se realiza piloți de mare diametru, cu sau fără bază lărgită. Diferitele aspecte ale proiectării, construcției, încercării precum și aspectele economice referitoare la piloții de diametru mare au fost discutate la un simpozion ținut la Institutul britanic de ingineri constructori în anul 1966 [7.21]. Într-o comunicare a lui Palmer și Holland ținută la acest simpozion sînt cuprinse multe informații folositoare și practice privitoare la execuția fundațiilor de acest fel; aceste remarci sînt rezumate în continuare.

Reducerea de cost în cazul piloților cu bază lărgită este datorită în principal micșorării volumului materialului care trebuie săpat și a betonului ce se pune în loc. În anumite pămînturi însă, cum sînt argilele morenice, care conțin lentile de praf și nisip, sau în pămînturile necoezive, este practic imposibil să se formeze o lărgire. De asemenea, din cauza timpului mai lung necesar pentru realizarea lărgirii prin excavare mecanică sau manuală, față de

timpul consumat pentru a fora un pilot fără lărgire, avantajele pilotului cu bază lărgită sînt uneori minime, chiar într-un teren favorabil cum este argila de Londra.

Săpătura pentru lărgire se realizează cu ajutorul unui dispozitiv special (chiblă) rotit de tijele sau prăjina de foraj. Se folosesc două tipuri de lărgitoare. În general, este de preferat cel care are brațele articulate la partea superioară (fig. 8.34) și este acționat de tijele de foraj. Brațele sînt prevă-

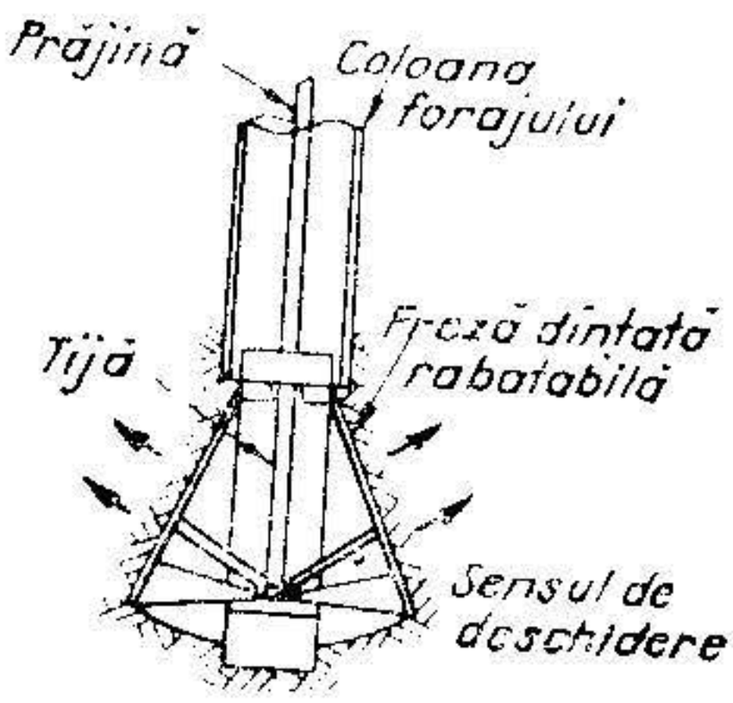


Fig. 8.34. Lărgitor cu partea superioară rabatabilă.

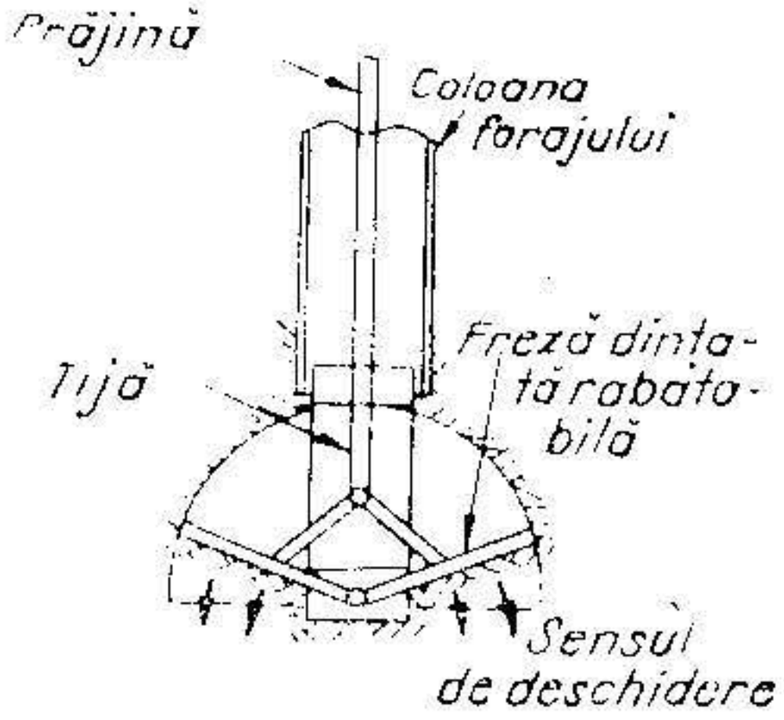


Fig. 8.35. Lărgitor cu partea inferioară rabatabilă.

zute cu dinți tăietori, iar pămîntul săpat este colectat în chiblă. Acest tip realizează o bază conică, ceea ce este avantajos pentru menținerea stabilității pămînturilor fisurate; el prezintă de asemenea avantajul că brațele sînt retrase în chiblă atunci cînd dispozitivul este ridicat. Cel de al doilea tip (fig. 8.35) are brațele articulate la partea inferioară a chiblei. Acest tip prezintă avantajul că permite realizarea unei lărgiri mai mari decît dispozitivul cu articulația la partea superioară; de asemenea, datorită faptului că acțiunea de tăiere are loc la partea inferioară, suprafața de bază rămîne întotdeauna mai curată, adică prezintă mai puțin material afînat și înmuiat. În acest caz însă, suprafața semisferică superioară a clopotului este mai puțin stabilă decît suprafața conică, iar brațele articulate la partea inferioară au tendința să se înțepenească în foraj atunci cînd dispozitivul este ridicat.

Dispozitivele de lărgire — clopot taie de obicei goluri cu diametrul pînă la 3,6 m; dacă se folosește un echipament special se poate ajunge și la diametre de 6 m. În mod practic nu se fac de obicei lărgiri la piloții care au diametrul mai mic de 65 cm. Deși baza pilotului cu lărgirea realizată mecanic poate fi curățată cu unelte special proiectate, această operație este de obicei dificilă și în general este preferabil ca baza să fie curățată manual, existînd astfel posibilitatea de a se îndepărta toți bulgării de pămînt și material înmuiat.

În Marea Britanie se obișnuiește ca bazele lărgite cu diametrul de peste 3,6 m să fie realizate prin excavare manuală. Aceasta cere însă anumite forme de susținere a tavanului clopotului pentru a asigura protecția lucrătorilor. O altă metodă de sprijinire folosește un suport în cruce constînd dintr-un număr de coaste metalice articulate. Ansamblul este coborît în foraj, iar coas-

tele sînt extinse și împinse pentru a face contact cu tavanul clopotului. Dacă sînt necesare arii ale bazei foarte mari se pot realiza tuneluri care să unească clopotele și întreaga bază poate fi apoi umplută cu beton, care este armat în mod corespunzător pentru a prelua solicitările.

Pe baza cercetărilor obișnuite prin foraje este imposibil să se prevadă toate dificultățile ce pot fi întîlnite atunci cînd se încearcă realizarea bazei lărgite a piloților de diametru mare. De aceea, în mod frecvent firma Wimpey obișnuiește să includă în contractele cu firma executantă a piloților, un articol care prevede obligația de a se realiza o forare de probă a pilotului mai înainte de definitivarea contractului pentru lucrările principale de piloți. Aceasta poate fi costisitor, deoarece executantul ales trebuie să-și aducă pe amplasament personal și echipament pe care apoi trebuie să-i retragă din nou; procedeul economisește însă deseori multe fonduri în faza de executare a lucrărilor principale de pilotaj, deoarece cunoașterea prealabilă a dificultăților ce pot surveni permite să se facă orice modificare de proiect și dacă este nevoie chiar să se renunțe la ideea de a realiza baze lărgite și a le înlocui cu piloți fără bulb, dar de adîncimi mai mari. De asemenea, în acest stadiu preliminar de încercare se pot face încărcări de probă pentru a verifica ipotezele de proiectare.

MĂSURI DE PREVEDERE LA EXECUȚIA PILOȚILOR DE DIAMETRU MARE

Excavarea forajelor pentru piloții de diametru mare și pregătirea bazei pentru betonare, deși în principal se realizează cu mijloace mecanice, cere totuși într-un anumit stadiu executarea de săpături manuale. De asemenea, este de dorit să se facă un control atent al bazei tuturor forajelor cu sau fără lărgire, pentru a ne asigura că s-a curățit și îndepărtat materialul înmuiat și că pereții forajului nu s-au prăbușit. Deseori se obișnuiește să se folosească un singur pilot de diametru mare pentru a susține un stîlp; în mod normal, un stîlp nu se așază pe mai mult de trei piloți. În aceste condiții, cedarea chiar numai a unui singur stîlp, ca urmare a unor metode greșite de execuție, ar avea consecințe dezastruoase; de aceea, în timpul supravegherii lucrărilor de piloți, proiectantul trebuie să considere fiecare pilot ca o fundație izolată, adică nu trebuie să se permită betonarea pînă ce dirigintele de șantier nu s-a asigurat că pămîntul nu este mai slab decît s-a avut în vedere la proiectare și că forajul este pregătit pentru a primi betonul.

La realizarea și controlul piloților de diametru mare se recomandă să se ia următoarele măsuri de precauție:

1) În cazul străbaterii unor pămînturi moi și afînate, corpul pilotului trebuie susținut cu o coloană pentru a evita prăbușirea pereților (această coloană poate fi extrasă după betonarea pilotului).

2) Coloana trebuie executată în așa fel încît să închidă stratele de apă subterană. Interiorul coloanei se va curăța de orice bucată de pămînt, atît înainte de introducerea ei în teren cît și înainte de betonare. Coloana trebuie

introdusă suficient într-un strat impermeabil de sub stratul acvifer, în așa fel încît acesta din urmă să rămînă închis pe toată durata realizării restului forajului și pînă ce nivelul betonului turnat în foraj ajunge să fie deasupra nivelului apei subterane.

3) Bucățile de pămînt sau rocă scoase din foraj trebuie comparate cu descrierile din fișele forajelor de cercetare.

4) Pentru verificarea datelor de proiectare trebuie efectuate încercări de forfecare pe probe netulburate recoltate de la baza piloților.

5) Forajele pentru piloți, chiar dacă sînt prea mici ca să permită unui om să coboare și să controleze baza, se vor verifica prin proiectarea unui fascicul luminos. Înainte de turnarea betonului forajul trebuie curățat de orice bulgăre sau sfărîmătură de pămînt.

6) Imediat, înainte de betonare trebuie verificată verticalitatea forajelor tuturor piloților adînci pe toată adîncimea prin coborîrea unei „cuști". Adîncimea verificată se va compara cu cea măsurată cu precizie imediat după terminarea forajului. În acest fel se controlează dacă nu s-a prăbușit pămînt în foraj.

7) Toți piloții care au diametrul suficient de mare pentru a permite accesul unui om trebuie controlați imediat înainte de betonare. Se va îndepărta orice bucată de pămînt aderentă de coloană sau pereții găurii, precum și orice material afînat sau înnoroit din bază. Dacă este necesar, această operație se va face pe porțiuni reduse, completîndu-se imediat locul cu un strat de beton uscat. Înainte de a se turna betonul de închidere sau prima tranșe de beton de la bază, trebuie evacuată, prin pompare, orice acumulare de apă. Dacă afluxul de apă este de natură să spele cimentul din betonul care nu a făcut încă priză sau poate provoca instabilitatea pămîntului de sub bază, se va abandona încercarea de a face „betonarea în uscat" și se vor folosi metodele de betonare sub apă descrise în paragraful următor.

8) Timpul dintre terminarea forării și betonare trebuie să fie cît mai scurt cu putință și în nici un caz nu va fi mai mare decît 6 ore.

9) Dacă este necesar ca la baza piloților să lucreze oameni, atunci în foraj se va suspenda o coloană păsuită dar nefixată în pereți, care să constituie o protecție a oamenilor față de materialul care ar putea cădea din pereți. Metoda de suspendare trebuie să fie absolut sigură, deoarece alunecările pot omorî ușor un om care lucrează într-o bază lărgită. Partea superioară a coloanei va rămîne pe o anumită înălțime deasupra nivelului terenului, ca o protecție împotriva uneltelor sau bolovanilor care ar putea să cadă accidental în foraj.

10) Oamenii care lucrează în foraj trebuie să poarte căști și harnașamente de protecție. Acestea din urmă sînt necesare pentru a permite ridicarea rapidă a oamenilor atunci cînd sînt accidentați sau asfixiați de gaze.

11) În timp ce oamenii lucrează jos în foraj, trebuie să existe un „om de suprafață" care să verifice în permanență ca lîngă foraj să nu existe nici o unealtă sau obiect și să controleze ca orice unealtă care se coboară în foraj să fie asigurată în mod corespunzător. În tot timpul cît nu este supravegheată, gura forajului trebuie acoperită.

12) Lămpile de siguranță și alte dispozitive de detectare a gazelor trebuie să fie la îndemînă și în stare de funcțiune.

13) În terenurile de umplutură sau atunci cînd forajele pentru piloți trec prin strate de turbă sau argile organice, sau cînd se lucrează pe amplasamente unde pot fi întîlnite vechi conducte de gaze, se vor face testări frecvente în acest sens.

Betonarea piloților forați

În forajele uscate sau din care apa poate fi scoasă cu lingura, piloții se betonează prin metoda simplă a basculării unui amestec ușor lucrabil (cu nu mai puțin de 3 kN ciment la metru cub de beton) în fundul forajului dintr-o mașină basculantă sau dumper. La gura forajului se prevede un buncăr în care să se facă golirea betonului și care evită amestecarea betonului cu pămîntul sau plantele de la suprafața terenului.

Mai înainte de turnarea fiecărei șarje, forajul trebuie curățit de apă cu lingura și de pămîntul afînat sau înnoroit iar fundul său trebuie bătătorit. Dacă fundul este umed, se așează mai întîi un strat de beton uscat, care se bătătorește bine. După aceea se poate așeza betonul, folosindu-se un amestec ușor lucrabil (cu o răspîndire de 7,5-10 cm) care este autocompactat, dar nu trebuie să se segrege.

La betonarea piloților în terenurile acvifere sau moi apar o serie de dificultăți practice, care se accentuează atunci cînd trebuie coborîtă o carcasă de armare. Dacă în timpul betonării baza coloanei este ridicată deasupra betonului, iar această operație se face în etape succesive, apa poate năvăli în foraj și slăbi betonul. De asemenea, orice lichid care se ridică în foraj sub forma unui lapte de ciment are un efect puternic de slăbire a betonului. Nisipul sau argila moale pot fi „stoarse" din pereți spre interior, și să provoace „îngustări" sau „gîtuiri". Dacă, pe de altă parte, betonul este menținut sus în coloană pilonarea poate provoca îndesarea betonului din interiorul coloanei. Ridicînd apoi coloana va fi ridicat și betonul din interior iar atunci cînd este prevăzută și o carcasă de armare, va fi ridicată și partea inferioară a pilotului. În cazul unui astfel de fenomen nedorit, remedierea nu este simplă. Singurul lucru ce poate fi făcut este evacuarea completă a betonului și armăturii, curățirea găurii și reluarea lucrului de la început. În astfel de condiții betonarea pilotului cere o grijă deosebită. Betonul trebuie să fie bogat în ciment și ușor lucrabil.

Dificultățile principale la betonarea piloților forați apar în terenurile acvifere, cînd din foraj nu poate fi evacuată apa cu lingura sau prin pompare mai înainte de turnarea betonului. În aceste condiții, forajul trebuie tubat pe întreaga adîncime, iar la baza sa trebuie turnat, cu ajutorul unei pîlnii, un dop de beton sub apă. Cît mai curînd după întărirea suficientă a betonului, forajul trebuie golit de apă. Coloana este apoi rotită și ridicată ușor, pentru a fi desprinsă de dop. Restul de beton pînă la suprafață este turnat în uscat. Se ridică apoi în întregime coloana din foraj (un vibrator de coloană este un dispozitiv util pentru o astfel de operație), adăugînd cantitatea necesară de beton pentru a umple spațiul rămas prin extragerea coloanei.

Dacă apa subterană este sub presiune mare, poate să nu fie posibilă rotirea și ridicarea coloanei fără a produce infiltrarea apei între dopul de beton și fața interioară a coloanei. Dacă aceasta are totuși loc, atunci afluxul trebuie zăgăzuit prin ștemuire și abandonîndu-se recuperarea directă a coloanei. În schimb,

coloana trebuie tăiata cu flacără oxiacetilenică exact deasupra dopului, ștemuind apoi restul rezultat prin tăiere pentru a opri afluxul de apă. Apoi se toarnă beton, așa cum s-a arătat mai înainte, și se extrage coloana, lăsînd pierdută porțiunea din jurul dopului. Poate fi luată în considerare și posibilitatea de a plasa dopul de etanșare într-un inel de material plastic în loc de a utiliza o pîlnie de betonare.

Ca o variantă a procedeului de realizare a dopului de la bază și de betonare ulterioară în uscat se poate proceda la betonarea sub apă a întregului corp al pilotului, folosind o pîlnie de betonare. În orice caz, această metodă va fi necesară acolo unde forajul este prea îngust ca să permită coborîrea unui om să efectueze operațiile de tăiere și ștemuire descrise mai înainte. Ori de cîte ori este posibil, autorul preferă betonarea în uscat, deoarece este imposibil să se evite o oarecare spălare a cimentului atunci cînd are loc betonarea sub apă. Dacă această spălare este accentuată, betonul se slăbește considerabil. Betonul turnat cu pîlnia trebuie să fie ușor lucrabil (răspîndire 12,5-17,5 cm) și trebuie să aibă un conținut de ciment de minim 4 kN/m^3. Atunci cînd există pericolul ca betonul să facă priză mai înainte de extragerea coloanei, se va folosi un întîrzietor de priză.

Se observă că nu a fost menționată metoda de așezare a betonului cu o chiblă cu fund rabatabil. Din experiența proprie, ca și din cîteva exemple date în literatura tehnică, autorul este convins că folosirea acestui procedeu nu este indicată. Atunci cînd se așează beton într-un foraj adînc, mecanicul macaralei nu poate „simți" cu suficientă precizie dacă deschiderea chiblei cu beton are loc exact deasupra locului unde trebuie făcută betonarea.

Chibla se poate rezema pe carcasa de armare la o cotă mai ridicată și după deschiderea ei betonul va cădea prin apă; dacă înălțimea de cădere este prea mare betonul se va amesteca cu apa. Rezultatul unei manipulări necorespunzătoare a chiblei cu fund rabatabil este formarea unui strat de lapte de ciment și a unui beton cu goluri, căruia nu i se mai poate face nimic. Încercările de a injecta mortar în betonul cu goluri nu au dat rezultate, deoarece este imposibil să se realizeze presiunea necesară pentru injecție, mortarul găsindu-și căi mai lesnicioase spre suprafață prin laturile pilotului.

Uneori în practică, în locul susținerii peretelui cu o coloană de foraj, se recurge la un noroi de bentonită, după care se face betonarea cu ajutorul pîlniei. În acest caz este necesar însă ca în pîlnie să se mențină o înălțime corespunzătoare de beton, iar pîlnia să fie mereu mișcată, pentru a învinge presiunea fluidului tixotropic bentonitic care trebuie să fie înlocuit cu beton. La fundațiile podului de la Wuya din Nigeria [6.21] s-au întîmpinat dificultăți la betonarea cu pîlnia a unor piloți lungi de 18-21 m. Pentru a împiedica prăbușirea peretilor a fost necesar un noroi cu greutatea specifică de 15, 7 kN/m^3, care s-a gelificat datorită temperaturilor ridicate. Betonul s-a întepenit în tubul de betonare, în special atunci cînd umplerea s-a întrerupt pentru demontarea tronsoanelor de tub. În final a fost folosit beton cu adaos de plastifiant și întîrzietor de priză, putîndu-se în acest fel extrage întregului dispozitiv de turnare cu pîlnie, fără a se mai demonta tronsoanele de tub.

Atunci cînd în stratele de roci fisurate se găsește apă, pot apărea dificultăți datorită răbufnirii apei care spală cimentul din betonul ce nu a făcut încă priză. Această răbufnire poate fi datorită operațiilor de forare a piloților vecini cu pi-

lotul betonat anterior. Dacă se bănuieşte această cauză, atunci operaţiile de forare trebuie suspendate pînă după întărirea suficientă a betonului, sau mai înainte de a începe betonarea, trebuie terminată forarea tuturor piloţilor din grup.

Betonarea piloţilor sub apă prin metoda „prepacked"(turnarea prealabilă a agregatelor, urmată de injectarea cu mortar) nu este recomandabilă din cauza murdăririi agregatelor cu particulele de argilă şi praf aflate în suspensie în apă.

Piloţi realizaţi sub presiune*

La acest tip de piloţi foraţi, pentru compactarea betonului din corpul pilotului, se recurge la aerul comprimat. Golul tubat se realizează prin mijloacele obişnuite de forare, folosind o instalaţie acţionată cu aer comprimat. Atunci cînd se ajunge la cota de fundare, se aşează la fundul forajului o şarjă de beton, după care la partea superioară a coloanei se infiltrează un cap de presiune prin care se introduce aerul comprimat. Acesta îndeasă betonul din coloană şi în anumite condiţii conduce la formarea unui bulb. De asemenea, aerul comprimat contribuie, împreună cu vinciul, la ridicarea coloanei. După aceea se demontează capul de presiune şi tronsonul superior de coloană, se toarnă o nouă porţiune de beton şi ciclul se continuă astfel pînă la betonarea întregului corp al pilotului.

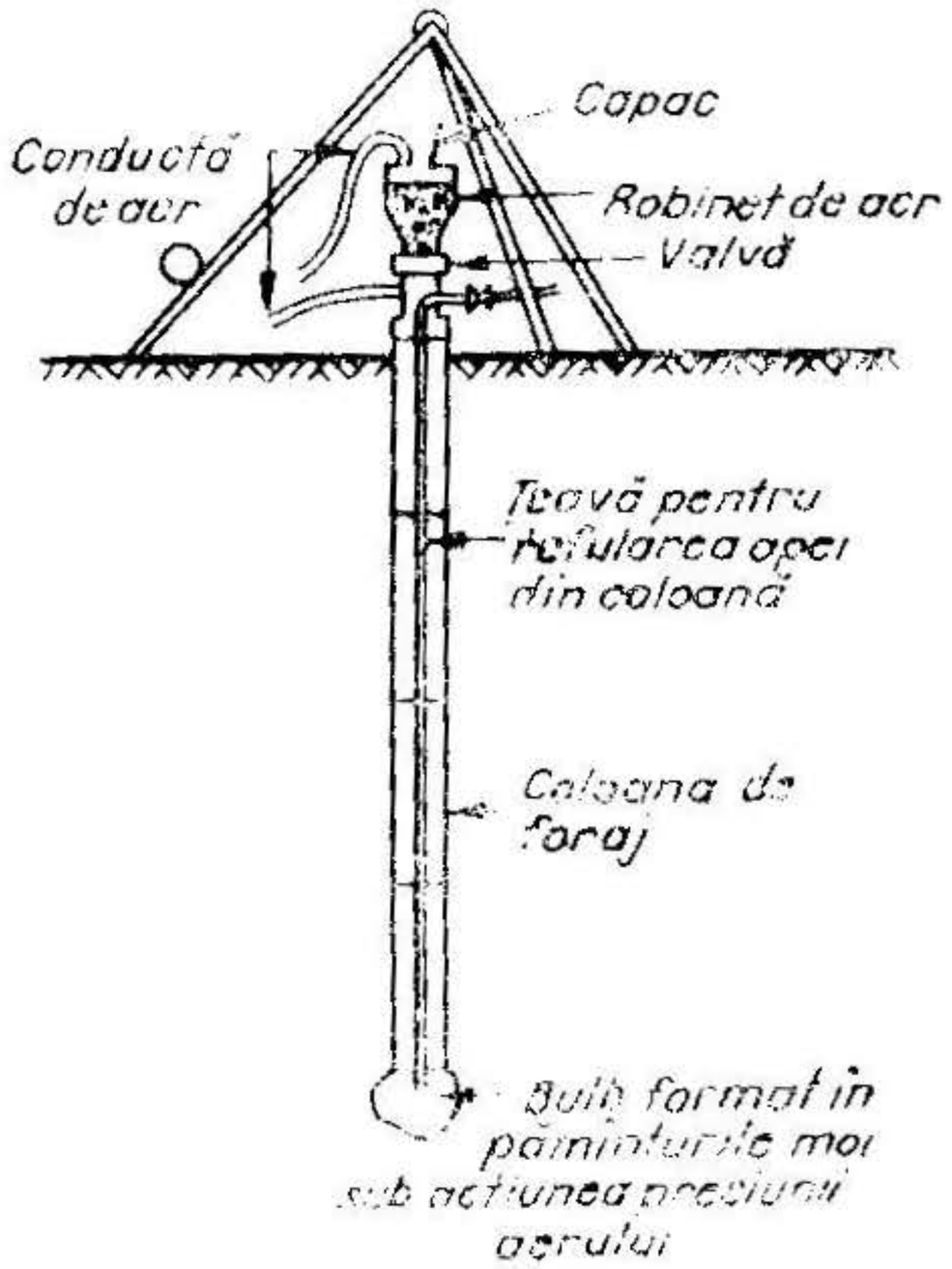


Fig. 8.36. Betonarea sub presiune a pilotului în teren acvifer.

Atunci cînd există apă subterană, la partea superioară a coloanei se înfiletează un sas. Aerul comprimat introdus prin intermediul sasului, îndepărtează apa şi îndeasă pămîntul de la fundul forajului, care ar fi putut fi afînat în timpul forării (fig. 8.36). Uşa inferioară a sasului este închisă, pentru a permite încărcarea unei şarje de beton. După ce uşa superioară a sasului este închisă se deschide uşa inferioară, iar betonul cade la fundul forajului. Se permite apoi ridicarea coloanei şi ciclul se repetă pînă s-a turnat suficient beton pentru a împiedica infiltrarea apei în sus în coloană.

Acest tip de piloţi sînt executaţi de firma Pressure Piling Company cu diametre de 34 şi 43 cm pentru sarcini de serviciu de 300 şi 450 kN. Dacă vîrful piloţilor ajunge la un strat tare, sarcina portantă poate fi mai mare. Procedeul

* Cunoscuţi în ţara noastră sub denumirea de piloţi Wolfscholtz — *N. T.*

prezintă avantajul că evită „îngustarea" sau „gîtuirea" pilotului datorită refulării terenului. Nu este necesară pilonarea sau vibrarea, ceea ce poate fi un avantaj atunci cînd se lucrează lîngă construcții existente. Piloții cu presiune se utilizează frecvent la lucrările de subzidire.

Piloți Prestcore

La acest tip de piloți, în gaura forată se coboară elemente prefabricate cilindrice din beton. Procedeul constă în (fig. 8.37, *a-d*):

1) Forarea tubată cu metode obișnuite a unei găuri pînă la cota dorită și așezarea pe fund a unei șarje de beton (*a*).

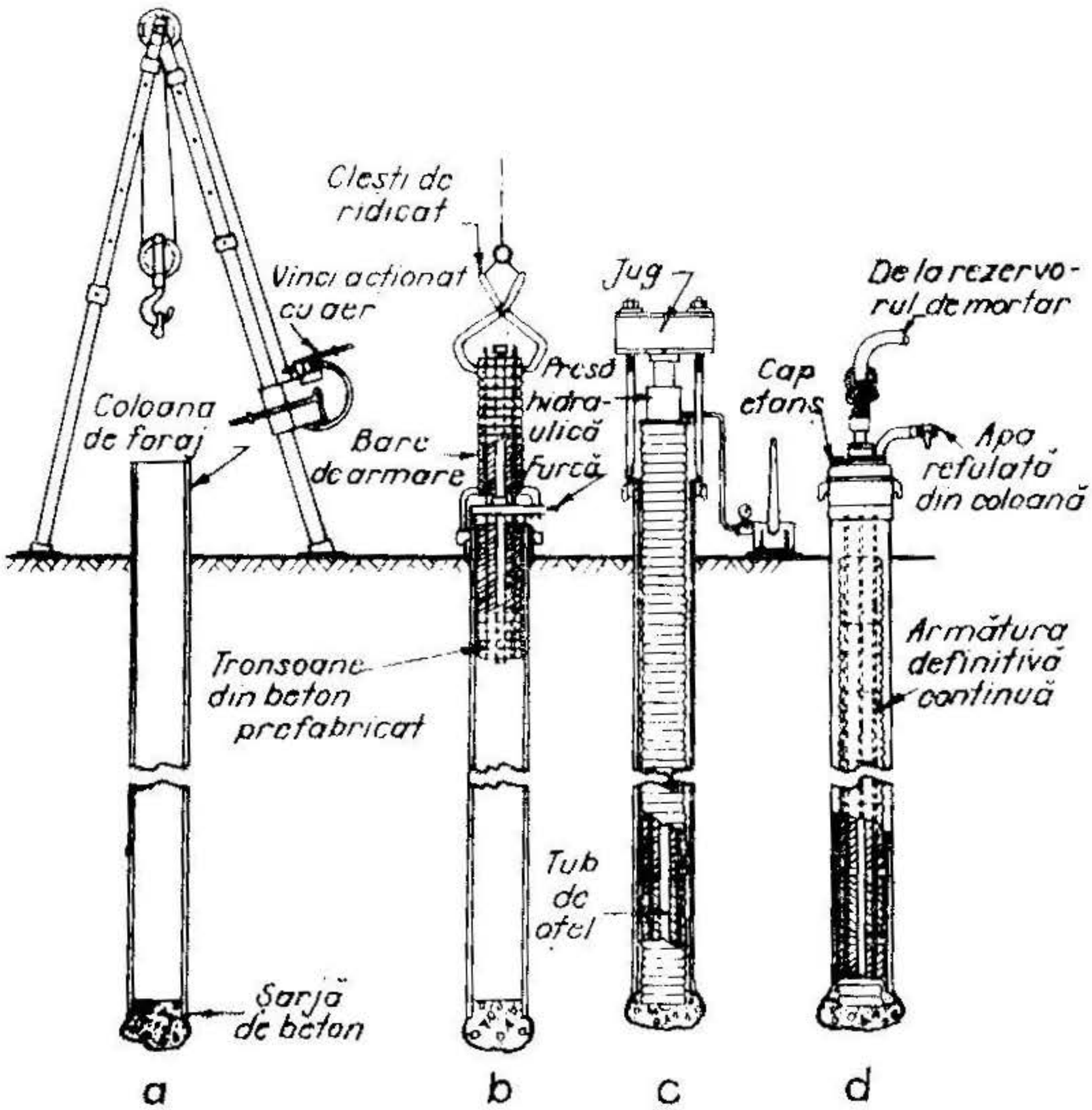


Fig. 8.37. Etape în realizarea pilotului Prestcore.

2) Înșirarea pe un tub metalic a unor elemente cilindrice prefabricate din beton, avînd un gol central și mici goluri periferice și coborîrea lor în foraj. Prin golurile periferice se trec barele de armare (*b*).

3) Se ridică puțin coloana cu ajutorul unei prese hidraulice care acționează partea superioară a coloanei. În felul acesta întregul ansamblu de elemente

se reazemă la partea inferioară și împinge betonul în jos și lateral. În teren moale, betonul tinde să formeze un bulb (*c*).

4) La partea superioară a coloanei se înfiletează un cap de presiune prin care se introduce mortar în tubul central. Mortarul sub presiune pătrunde între elementele prefabricate din beton și pămînt, umplînd golurile în care se găsesc armăturile. Apa subterană este expulzată prin ridicarea coloanei de mortar (*d*).

5) Pe măsură ce se extrage coloana, se continuă injectarea de mortar, care umple spațiul dintre fața exterioară a elementelor și pămînt.

Piloții Prestcore se execută de diferite firme după licența firmei British Steel Piling Company. Elementele prefabricate sînt livrate avînd diametre de 36 cm, 46 cm și 66 cm, pentru încărcări de serviciu de 400, 600 și 1 000 kN, în funcție de condițiile de teren.

Elementele prefabricate de beton sînt avantajoase în pămînturile refulante ca și în pămînturile ce conțin substanțe chimice agresive. În aceste din urmă condiții ele dau siguranța folosirii unui beton de calitate și, dacă este necesar, preparat cu cimenturi speciale (v. cap. 13). Procesul nu implică batere sau vibrare, ceea ce constituie un avantaj atunci cînd se lucrează aproape de construcții existente: trebuie luate însă măsuri pentru a evita afînarea terenului în timpul forării. Folosirea secțiunilor prefabricate face acest tip de pilot mai convenabil pentru prelungirea sa deasupra nivelului terenului, dacă este necesar.

Rezistențele de serviciu ale piloților forați

Rezistențele de serviciu admisibile pentru aceste tipuri de piloți nu le vor depăși pe acelea indicate mai înainte pentru piloții bătuți și turnați pe loc.

TIPURI DE PILOȚI COMPUȘI

Piloții compuși se utilizează în condițiile de teren în care piloții obișnuiți nu sînt potriviți sau nu sînt economici. Ei pot consta dintr-o combinație de piloți forați și bătuți sau din piloți bătuți, alcătuiți din două feluri de material. Un tip frecvent utilizat de piloți combinați sînt cei din beton și lemn. Acest tip combină ieftinătatea și ușurința de manipulare a piloților din lemn cu durabilitatea piloților din beton. Ușurința cu care putrezesc piloții din lemn deasupra nivelului apei subterane a fost arătată mai înainte. Din această cauză, partea inferioară din lemn a pilotului compus, rămîne tot timpul sub nivelul cel mai scăzut al apei subterane, iar partea superioară se face din beton. O metodă de realizare a unui astfel de pilot constă în a bate un tub de oțel pînă imediat sub nivelul apei subterane, după care tubul este golit, iar pilotul de lemn este coborît și bătut la cota necesară. După aceea, partea superioară este betonată simultan cu extragerea tubului (fig. 8.38).

În Peninsula Scandinavă se obișnuiește să se bată piloții compuși din beton și lemn ca elemente întregi. La șantierul jetelei Skarvik Oil de la Göteborg [8.11] s-au bătut piloți de acest fel cu partea superioară din beton armat avînd secțiunea pătrată cu latura de 45 cm și lungimea de 18 m, și partea inferioară din lemn cu lungimi de 5 pînă la 26 m. Mai întîi au fost bătute porțiunile din lemn, pînă ce capetele au rămas puțin deasupra terenului. Apoi porțiunea din

elou e fost afirmată între luminări şi coborîtă pînă ce manşonul de la baza părţii din beton armat a îmbrăcat prin presare capătul fasona al pilotului din lemn. În fig. 8.39 este arătată îmbinarea cu manşon. Această piesă gudronată la partea inferioară, este încălzită pentru a reduce frecarea faţă de lemn. Piloţii mai scurţi din lemn nu pot fi bătuţi destul de departe unul de altul pentru a

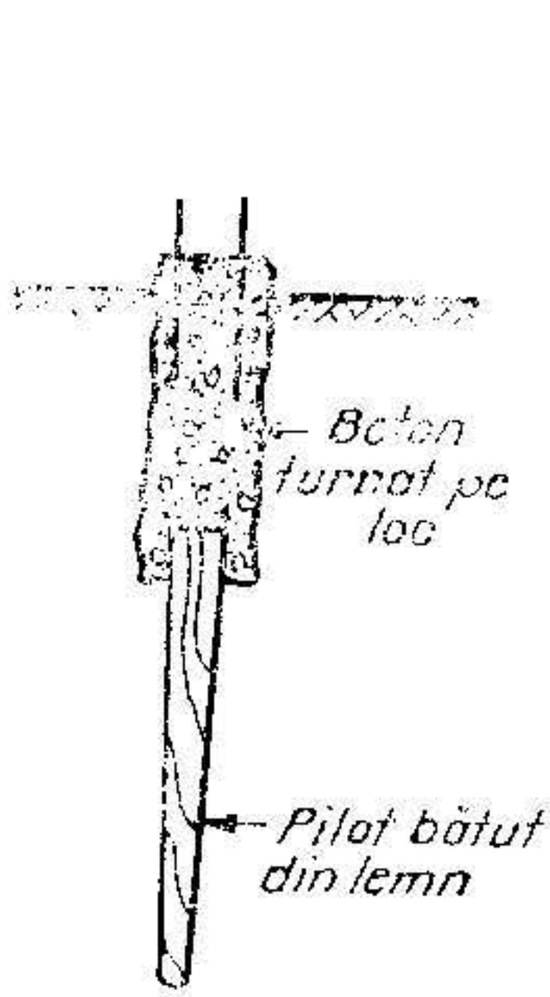


Fig. 8.38. Pilot compus din lemn şi beton.

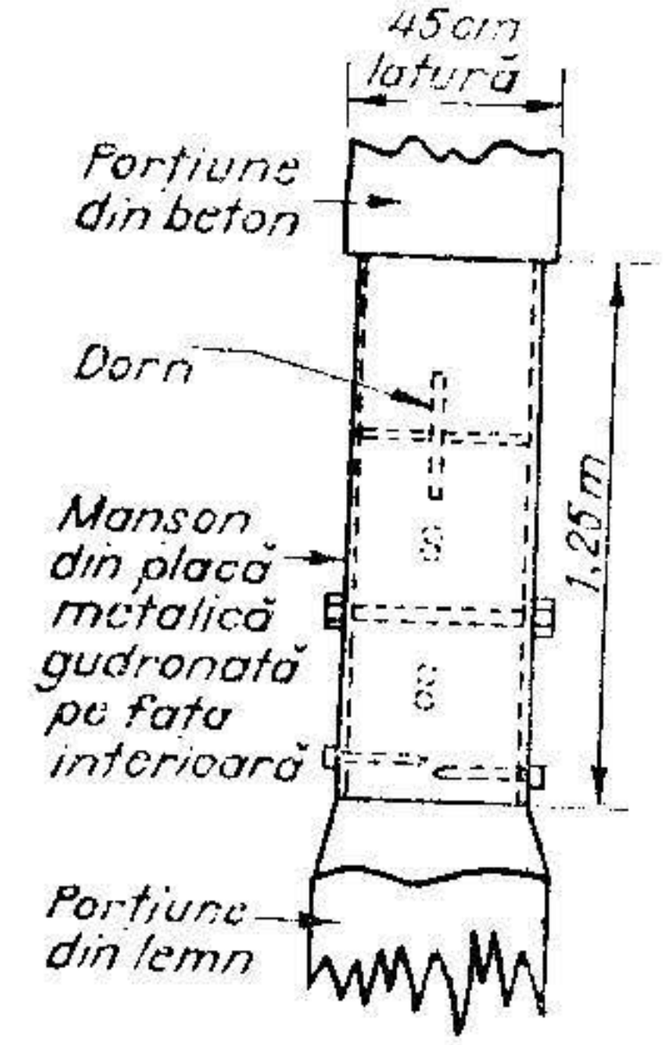


Fig. 8.39. Îmbinarea cu manşon a unui pilot compus din beton şi lemn folosit la Starvik Oil Jetty, Göteborg [8.12]

rămîne fixaţi în pămînt în timp ce se execută îmbinarea. Pentru astfel de cazuri întreprinderea de execuţie Christiani şi Nielsen a imaginat un tub-cuşcă, rabatabil după generatoare, care fixează pilotul de lemn în timp ce pilotul de beton este adus între lumînări. Apoi, prin ridicarea cu vinciul a tubului-cuşcă, porţiunea din lemn este trasă în sus pînă ajunge în contact cu manşonul.

O altă metodă de execuţie a piloţilor compuşi constă în a folosi un tronson bătut din beton prefabricat, gol în interior, care rămîne pierdut după ce prin interiorul său s-a bătut un pilot din lemn pînă la cota necesară. Piloţii compuşi din profile metalice H şi beton pot fi bătuţi în mod similar. Porţiunea din beton se foloseşte în zona de deasupra şi imediat de sub apa subterană, care este cea mai supusă coroziunii. La proiectarea unui astfel de pilot trebuie să se asigure o legătură rigidă între cele două porţiuni din materiale diferite.

Piloţi compuşi au fost utilizaţi la fundaţiile podului Hindiya peste fluviul Eufrat din Irak, unde a fost necesară străbaterea unor depozite groase de sedimente în condiţii dificile. În acest caz, folosind ciocane cu dublă acţiune $9B_3$ McKiernan-Terry, au fost bătute tuburi metalice de circa 12 m lungime, cu diametrul exterior de 50 cm, care au traversat argilele moi şi vîrtoase urmate de argile vîrtoase şi nisipuri. După curăţirea interiorului tubului cu ajutorul unui jet de apă, s-a coborît un pilot din profil metalic H cu înălţimea de 320 mm şi lăţimea tălpilor de 320 mm şi avînd 366 N/m greutate, care a fost bătut în

continuare 9 pînă la 12 m. După încercări repetate s-a pus la punct metoda de curaţire a tubului de argilele moi de deasupra cu ajutorul jetului de apă. Jetul nu a spălat complet argila vîrtoasă de la partea inferioară a tubului, ci a format doar un gol de circa 15 cm diametru. Baterea pilotului din profil H în interiorul tubului a sfărîmat argila vîrtoasă, uşurînd astfel antrenarea ei de către jetul de apă. Spaţiile dintre tub şi profilul metalic au fost umplute cu beton folosind o chiblă cu fund mobil, de 15 cm diametru, pentru a realiza sub apă un dop de beton la baza tubului. După întărirea dopului apa a fost evacuată prin pompare, iar lungimea rămasă a fost umplută cu beton aşezat cu lopata.

Ciocanul $9B_3$ s-a dovedit mai eficace pentru baterea piloţilor decît berbecul cu aburi cu acţiune simplă de 40 kN greutate, care a fost utilizat în faza iniţială.

Firma „Western Foundation Corporation" din S.U.A. a elaborat diferite tipuri proprii de piloţi compuşi. În fig. 8.40 este arătat tipul „proiectil". Se bate mai întîi coloana grea la adîncimea necesară, folosind un miez care menţine capătul inferior închis. Se extrage apoi miezul şi se introduce şi se bate porţiunea „proiectil", alcătuită dintr-un tub lung metalic cu capătul închis, folosind miezul drept prelungitor. Se extrage apoi miezul din nou şi se coboară în coloană o cămăşuială din tablă ondulată care se închide pe proeminenţele tubului. Garnitura fixată la partea superioară a tubului împiedică noroiul sau apa să intre prin spaţiul dintre tub şi cămăşuială. Apoi în tub şi cămăşuială se toarnă beton şi se extrage coloana exterioară, bătută. În loc de tub se pot folosi drept „proiectil" (parte proeminentă) profile H sau piloţi din lemn.

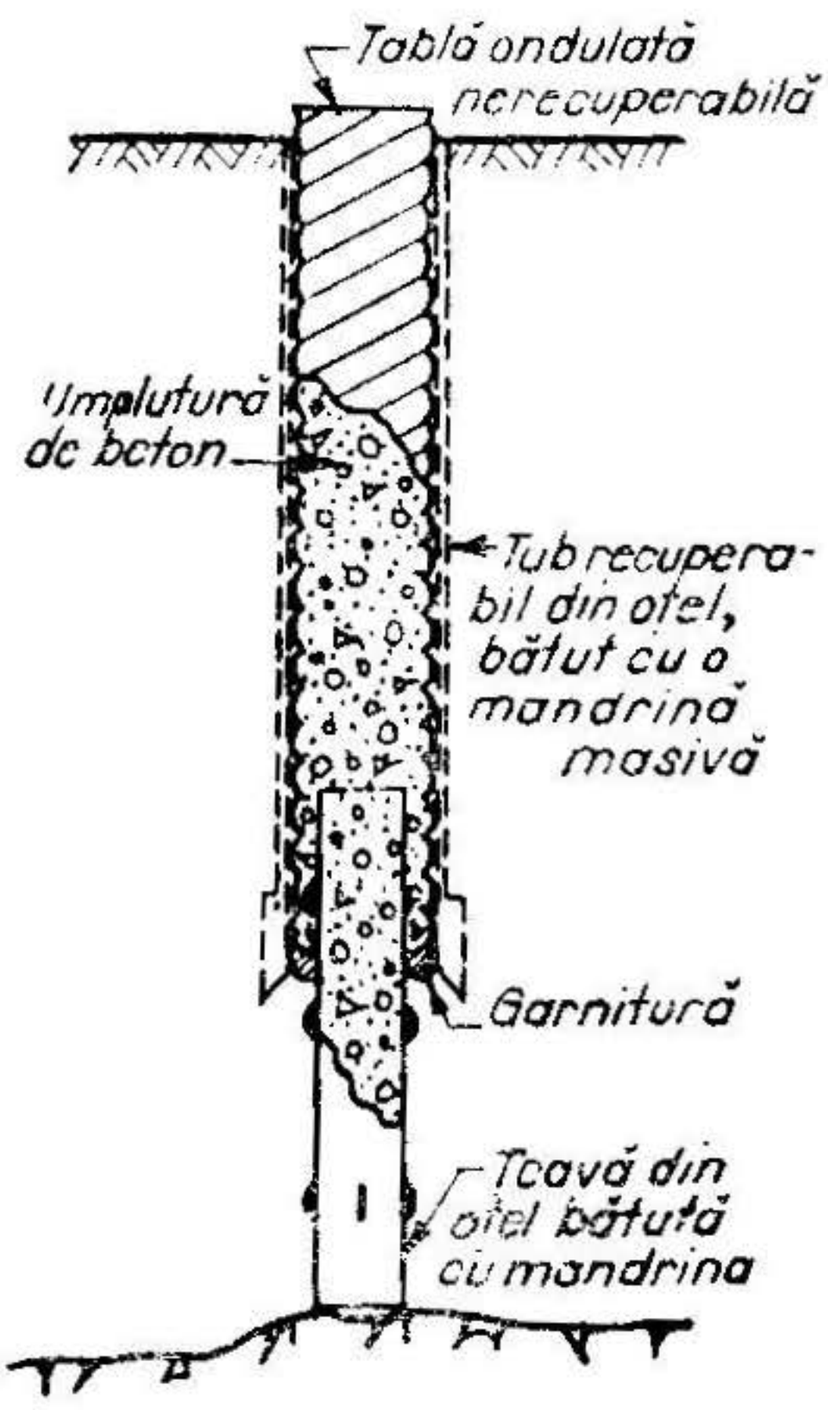


Fig. 8.40. Pilot tip „Western Proiectile".

PROIECTAREA RADIERELOR ŞI GRINZILOR DE SOLIDARIZARE A PILOŢILOR

Radiere de solidarizare

Este imposibil să se asigure baterea sau forarea absolut verticală a piloţilor sau exact cu înclinarea prescrisă; ca urmare, radierul de solidarizare trebuie să fie de dimensiuni suficient de mari pentru a permite cuprinderea şi a piloţilor care au ieşit cu cîţiva centimetri afară din poziţia prevăzută. Aceasta se poate realiza prin extinderea radierului cu 12 pînă la 15 cm în afara perimetrului exte-

rior al piloților din grup. Radierul trebuie să fie suficient de adînc pentru a putea asigura transmiterea completă a încărcării de la stîlp la piloți fără depășirea rezistenței la poansonare între stîlp și radier și între radier și piloți.

În cazul unui grup izolat de piloți, radierul trebuie să cuprindă cel puțin trei piloți pentru a asigura stabilitatea la solicitări laterale. Un radier rezemat numai pe doi piloți trebuie legat prin grinzi de radierele vecine. Diferite moduri de realizare a radierelor de solidarizare a capetelor piloților sînt arătate în fig. 8.41, *a* — *e*.

Distanțele minime între piloții din grup au fost indicate la pag. 364 și 367. Folosind aceste distanțe sau altele mai mari, piloții trebuie dispuși astfel încît centrul de greutate al grupului să corespundă cu linia de acțiune a încărcării. În felul acesta se asigură că toți piloții vor fi încărcați în mod egal și se va evita înclinarea grupului atunci cînd ei reazemă pe un strat compresibil.

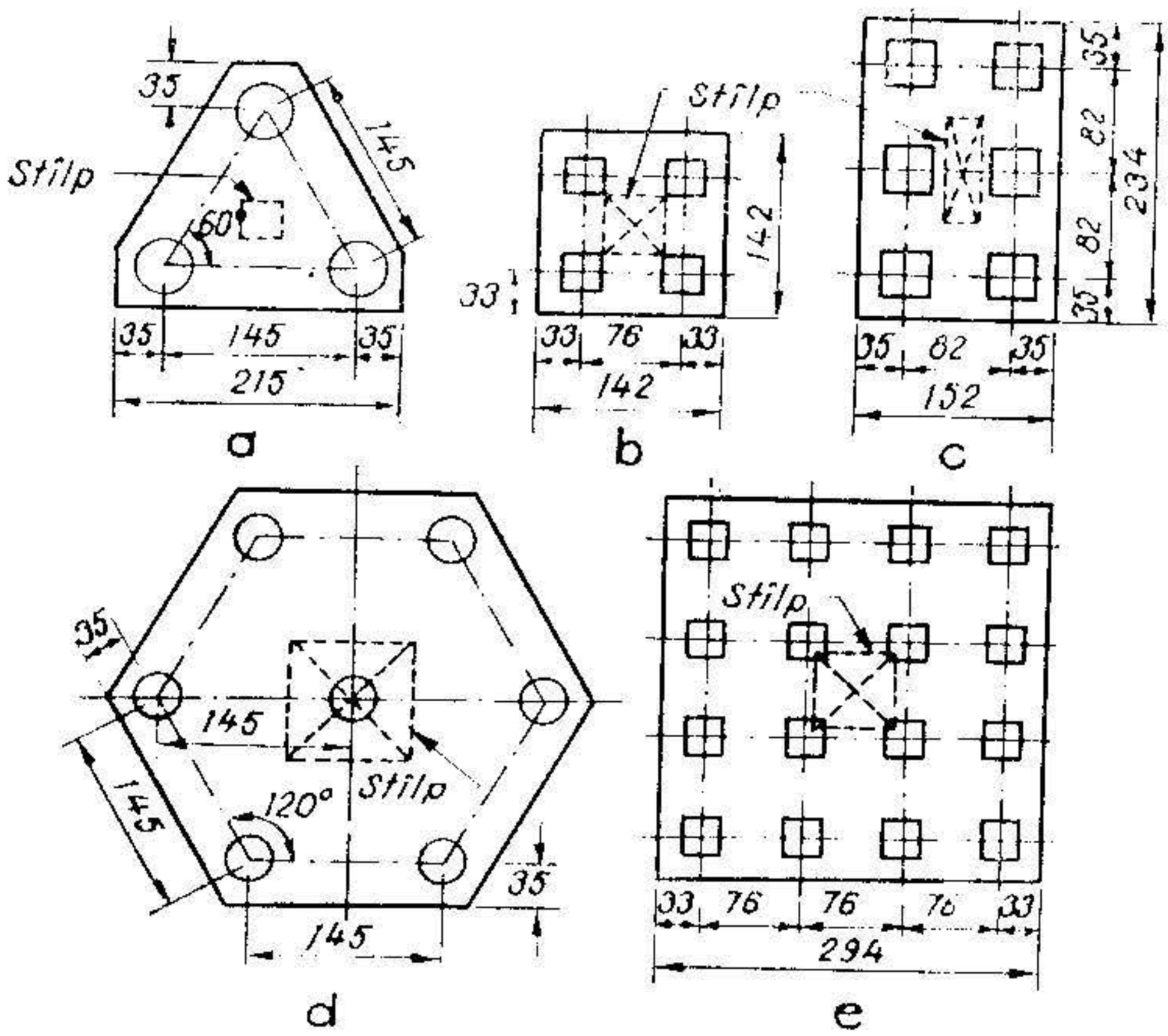


Fig. 8.41. Radiere de solidarizare a capetelor piloților:

a — radierul a 3 piloți flotanți cu diametrul de 45 cm; *b* — radierul a 4 piloți pătrați purtători pe vîrf cu latura de 35 cm; *c* — radierul a 6 piloți pătrați purtători pe vîrf cu latura de 40 cm; *d* — radierul a 7 piloți flotanți cu diametrul de 45 cm; *e* — radierul a 16 piloți pătrați purtători pe vîrf cu latura de 35 cm.

Capetele piloților trebuie sfărîmate, iar armătura dezvelită trebuie legată de cea a radierului, asigurîndu-se lungimea de petrecere sau legare necesară. Cercetările efectuate de Departamentul autostrăzilor din Ohio [8.22] arată că dacă radierul din beton are dimensiuni și o dispunere și armare corespunzătoare solicitărilor din piloți, atunci nu mai este necesar să se prevadă la capul piloților

o placă de încărcare sau alt dispozitiv de transmitere a încărcărilor din profile H. În cazul piloților metalici supli însă, grosimea radierului necesară pentru a rezista la poansonare este mare și poate deveni neeconomică. Pentru a o micșora, capetele piloților metalici pot fi prevăzute cu proeminențe sudate sau nituite în vederea măririi ariei portante. În fig. 8.42, *a* și *b* se arată dispozi-

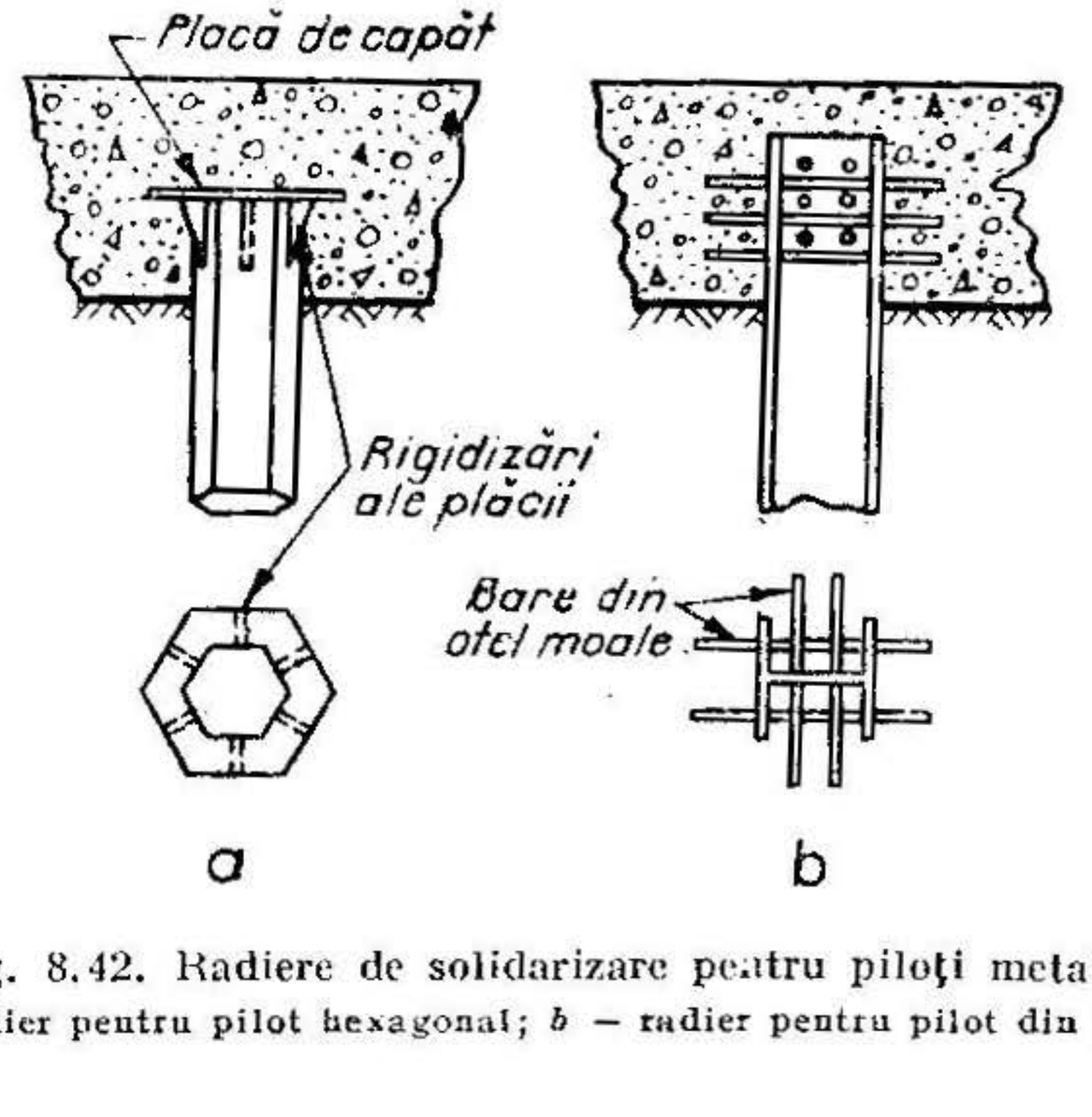


Fig. 8.42. Radiere de solidarizare pentru piloți metalici:
a — radier pentru pilot hexagonal; *b* — radier pentru pilot din profil H.

tivele de transfer al încărcării folosite pentru capetele piloților metalici casetați tip Rendhex și ale piloților din profile H.

Grosimea radierului de solidarizare la piloții din lemn este foarte adesea dictată de necesitatea de a se asigura protecția lemnului prin menținerea sa sub nivelul apelor subterane.

Pentru radiere de solidarizare mici și baze relativ largi ale stîlpilor, încărcarea poate fi transferată parțial direct piloților. În fig. 8.43 se arată partea transmisă direct piloților prin suprapunere în cazul unui grup de patru piloți. În aceste condiții eforturile de tăiere sînt neglijabile și trebuie calculate numai momentele încovoietoare. Pe de altă parte, încărcările stîlpilor izolați, fundați pe grupuri mari de piloți răsfirați, pot provoca eforturi considerabile de tăiere sau încovoiere, care necesită prevederea unui sistem de legături sau bare îndoite în sus și armături orizontale în două strate. În fig. 8.44 este arătată dispunerea tipică a armăturii pentru un grup mic de piloți. Acoperirea cu beton a barelor din radierul de solidarizare a capetelor piloților trebuie să fie de minimum 4 cm.

Acolo unde stîlpul reazemă pe un singur pilot de diametru mare nu mai este necesară prevederea unui radier de solidarizare. În cazul stîlpilor din beton armat, în radier pot fi înglobate bare de ghidare sau se pot lăsa goluri pentru bolțurile de ancorare a stîlpilor metalici.

Din cauza mișcării relative dintre piloți, a neuniformităților în transmiterea încărcării și rigidității radierului de solidarizare, proiectarea armăturii este foarte imprecisă. Pentru proiectarea prin metode empirice a armăturii tre-

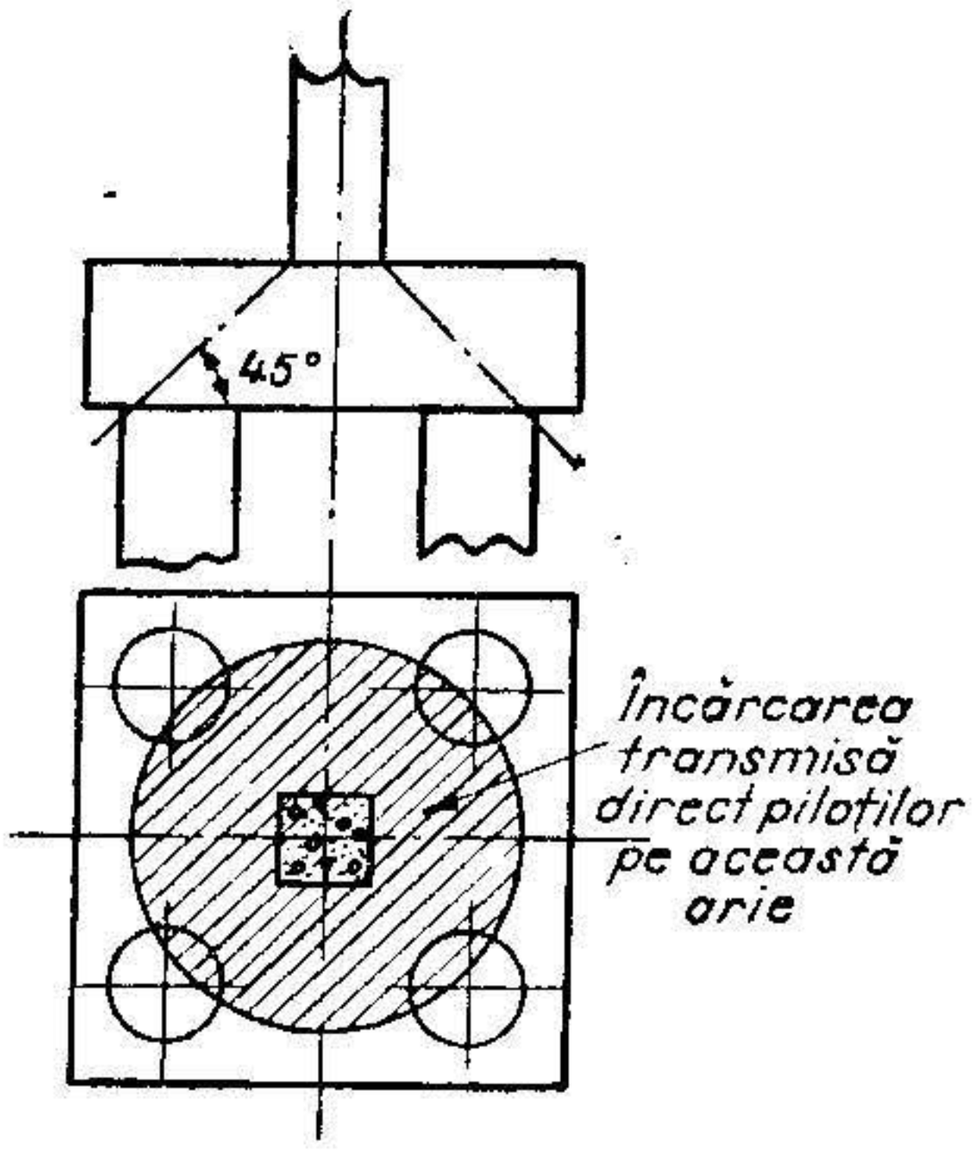


Fig. 8.43. Transferul încărcării prin radierul de capăt.

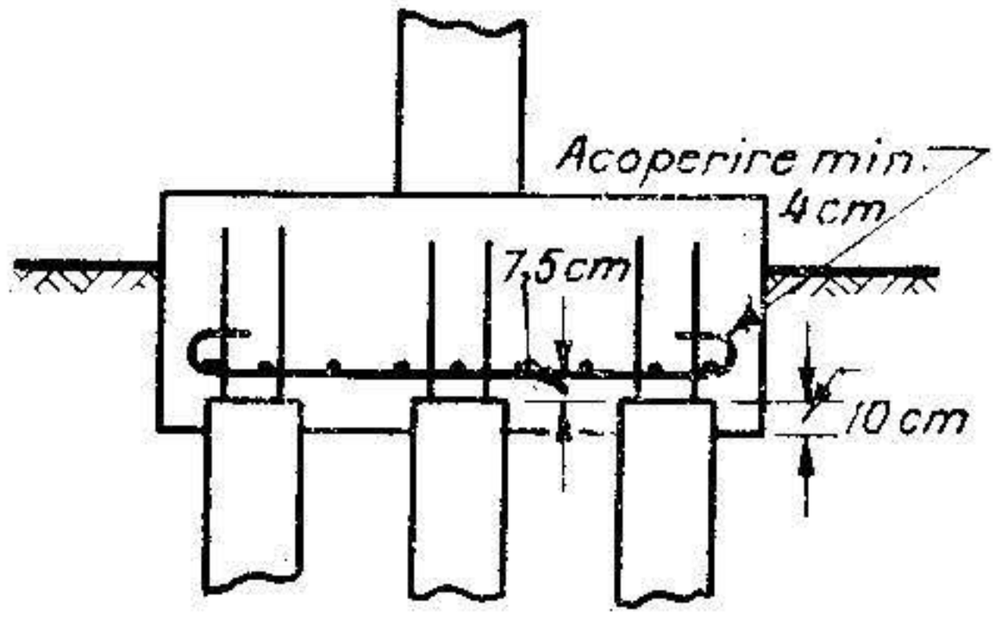


Fig. 8.44. Dispoziția armăturii într-un radier de solidarizare dreptunghiular.

buie să se facă apel la manualele de beton armat sau la îndrumătoarele firmelor pentru diferite dispuneri ale încărcărilor stîlpilor și piloților.

Grinzi de solidarizare

Piloții care susțin un perete portant sau stîlpi puțin distanțați, pot fi solidarizați printr-o grindă continuă. Piloții distanțați trebuie înșirați în lungul axei grinzii pentru a se micșora excentricitatea încărcării (fig. 8.45). Cînd piloții sînt folosiți pentru a susține construcții ușoare cu pereți portanți ei pot fi dispuși la distanțe relativ mari în lungul axei peretelui (fig. 8.46).

Cercetările făcute la Building Research Station în legătură cu piloții foraţi folosiți la fundațiile clădirilor de locuit așezate pe argile contractile au arătat că însăși pereții portanți lucrează ca grinzi pe distanțele dintre piloți. În consecință, este posibil ca grinzile de solidarizare să fie dimensionate la momente încovoietoare mult mai mici decît cele care rezultă prin metoda obișnuită de proiectare, care presupune că întreaga încărcare triunghiulară din zona de deasupra grinzii este preluată de aceasta din urmă. Momentul încovoietor în centrul grinzii și pe reazeme calculat prin metoda clasică este $\frac{WL}{12}$, unde W este greutatea zonei triunghiulare de cărămidă de deasupra grinzii. Building Research

Station [8.23] recomandă un moment încovoietor egal cu $\frac{WL}{50}$ sau, atunci cînd nu există goluri în lungul deschiderii, chiar $\frac{WL}{100}$, în care W este greutatea unei zone dreptunghiulare de cărămidă de deasupra grinzii plus încărcările suplimentare. Se afirmă că aceste „momente încovoietoare echivalente" conduc la

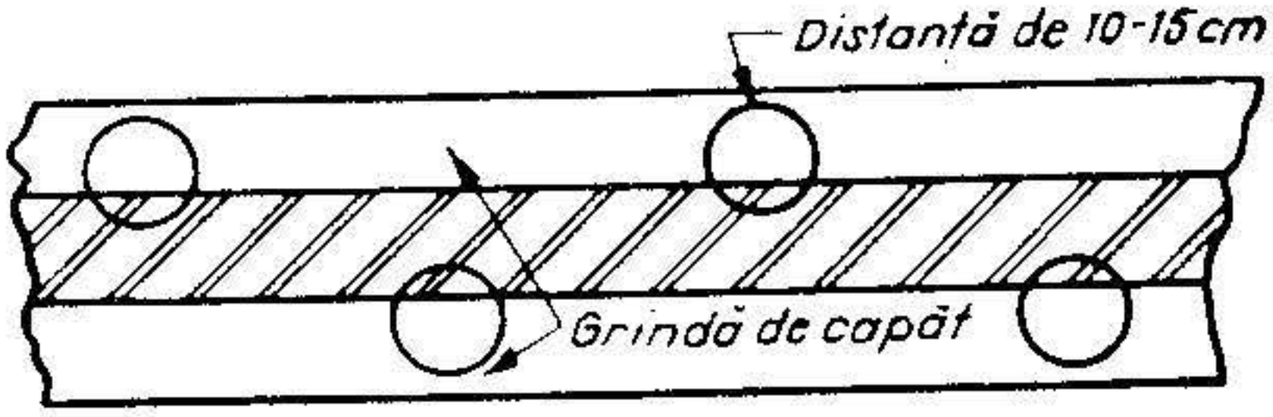


Fig. 8.45. Piloți care susțin pereți portanți.

economii însemnate față de cele stabilite prin metodele clasice; raportul dintre înălțimea grinzii și deschidere trebuie să fie menținut între $\frac{1}{15}$ și $\frac{1}{20}$, iar rezistența de proiectare în oțel nu trebuie să depășească 1 100 daN/cm². Se recomandă ca acoperirea betonului să fie de 2,5 cm sau chiar 4 cm la lucrările de calitate superioară. Bara de la partea superioară trebuie să fie la 2,5 cm sub fața superioară a betonului, imediat peste capetele piloților, și trebuie să depășească fiecare latură a pilotului cu cel puțin un sfert din deschidere. Dacă la capătul deschiderii se găsește o ușă, este necesară prevederea unor armături pentru fiecare.

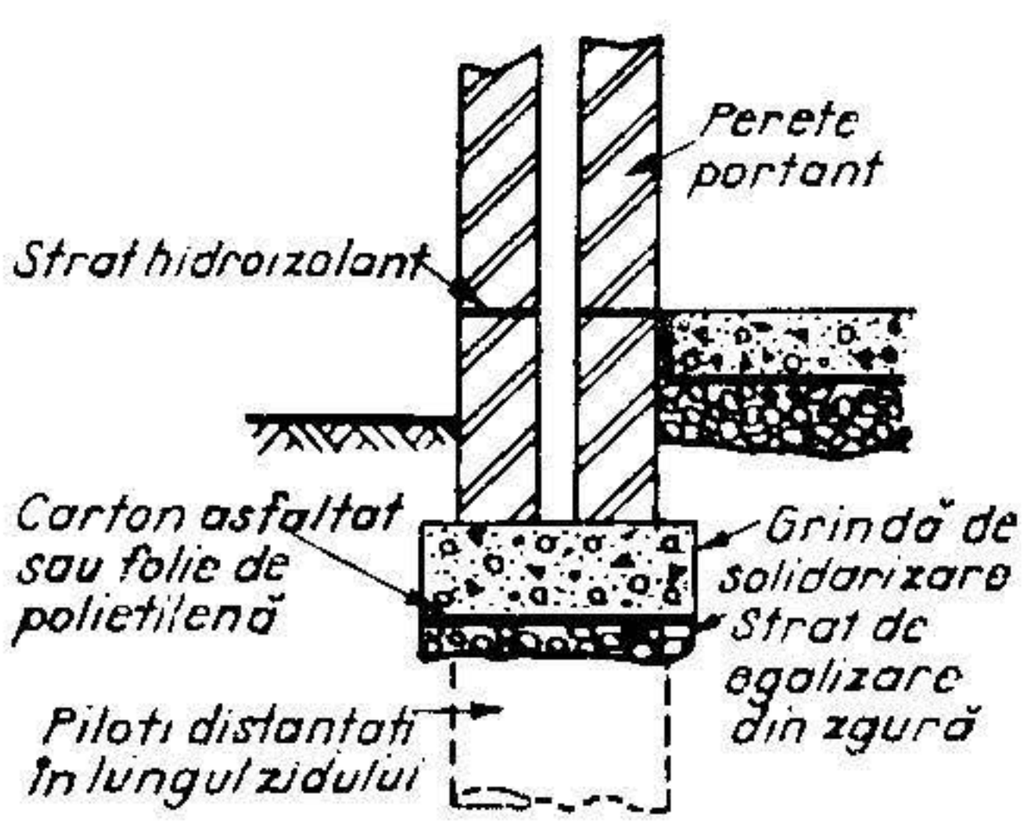


Fig. 8.46. Piloți pe un singur rînd susținînd o clădire ușoară.

Metodele de proiectare consideră că parterul clădirilor este rezemat direct pe teren, independent de grinda de solidarizare. Dacă este [illegible] suspendată atunci grinda trebuie proiectată prin metode [illegible]. Totodată piloții trebuie să fie protejați împotriva umflării și contra [illegible]

argiloase, grinzile de solidarizare trebuie așezate pe un strat de zgură sau clincher de 5—8 cm acoperit cu carton asfaltat. Scopul zgurei este de a absorbi o parte din presiunea dezvoltată pe fața inferioară a grinzii de pămîntul care se umflă.

CONSIDERENTE ECONOMICE REFERITOARE LA FUNDAȚIILE PE PILOȚI

Există situații în care fundațiile pe piloți constituie singura soluție economică, cum ar fi de exemplu cazul construcțiilor așezate pe sedimente groase din argile moi și foarte compresibile, sau cel al lucrărilor pe apă. Proiectantul are însă de multe ori de-a face cu cazuri cînd între fundarea pe piloți și fundarea directă prin intermediul unor fundații continue sau izolate, duse ceva mai jos pentru a ajunge la un strat cu capacitate portantă satisfăcătoare, nu există decît diferențe mici. Pentru orice amplasament dat, trebuie să existe o adîncime anumită dedesubtul căreia este mai ieftină fundarea pe piloți decît adoptarea fundării directe; proiectantul trebuie să facă această alegere pe baza unor calcule de cost destul de amănunțite. Cele ce urmează au drept scop să dea anumite indicații de proiectare în legătură cu diferite elemente care influențează costul lucrărilor.

În primul rînd nu este o problemă simplă de adunare a costului a x metri cubi de excavație și a y metri cubi de beton din fundația directă izolată și de a-l compara cu costul a z metri liniari de pilotaj care pot prelua aceeași încărcare de serviciu. Fundațiile pe piloți necesită și un radier sau o grindă de solidarizare. Grosimea minimă a unui radier pentru o pereche de piloți este de circa 45 cm, iar pentru patru piloți poate ajunge la 60 sau chiar la 120 cm, iar dimensiunile radierului pătrat, în cazul piloților de 50 cm diametru, pot fi de pînă la 2 m. De asemenea, poate fi necesară solidarizarea capetelor piloților cu ajutorul unor grinzi pe una sau mai multe direcții. Excavațiile pentru radierele și grinzile de solidarizare sau de legături se fac în principal manual, ceea ce, pentru fundațiile continue constă de circa 3 ori mai mult decît excavarea mecanică sau de 2 ori mai mult decît excavarea mecanică a tăpilor stîlpilor izolați cu dimensiuni destul de mari. De asemenea, fundarea pe piloți cere un calcul de rezistență și o supraveghere mai atentă în timpul execuției. În felul acesta costul excavației și al betonului din radierele sau grinzile de solidarizare, împreună cu costul pilotajului și al proiectării și supravegherii, influențează sensibil costul fundațiilor pe piloți. De fapt, în condițiile unui teren uscat unde costul excavației mecanice masive este scăzut, a săpa pînă la 4,5 m, a realiza stîlpi de beton simplu pînă la nivelul terenului și a compacta terenul la loc în jurul fundațiilor revine mai ieftin decît a prevedea un număr de piloți de 7,5 m, solidarizați cu radiere sau grinzi, care să fie capabili să preia aceeași încărcare.

Această comparație a costurilor s-a făcut pentru un bloc tip de locuințe. Pe de altă parte, pentru lucrări mici, de exemplu pentru locuințe individuale, unde excavarea se face manual și unde există condiții să se realizeze piloți ieftini, forați cu șnecuri mecanice, o analiză de cost făcută de Building Research Station arată că fundarea pe piloți forați a fost mai ieftină decît tălpile obișnuite

din cărămidă cu lățimea de 0,60 m și adîncimea de 1,20 m, dar nu mai ieftină decît fundațiile continue înguste excavate mecanic (v. fig. 4.8).

Atunci cînd excavațiile trebuie executate în nisipuri și pietrișuri cu apă, pot fi mai economice fundațiile pe piloți, deoarece costul excavației manuale în aceste condiții poate fi de două sau de trei ori mai mare decît în cazul excavației manuale în teren uscat. Să luăm ca exemplu cazul limită al unui stîlp cu o încărcare de 2 000 kN, fundat pe un nisip foarte afînat, sub care la 1,50 m adîncime se găsește un nisip îndesat. Apa subterană se află la 0,90 m sub nivelul terenului. Tasarea fundațiilor așezate pe nisipul afînat ar fi excesiv de mare, astfel încît este necesar să se execute fundații izolate duse pînă la stratul de nisip îndesat, pe care se poate admite o presiune, de exemplu, de 2,5 daN/cm², ceea ce conduce la fundații izolate pătrate cu latura de 2,70 m și adîncimea de 1,50 m. Presupunînd că sînt de executat multe asemenea fundații, se poate considera că excavarea se va face în special mecanic, însă sub nivelul apei subterane operația va fi în mare măsură manuală, cu sprijiniri puternice și pompare. Costul aproximativ al unei fundații izolate va fi*:

Excavație	19	m³ ×	8,3 lei/m³ =	160 lei
Supliment pentru excavare în apă	4,5	m³ ×	30 lei/m³ =	135 lei
Evacuarea surplusului de pămînt	12	m³ ×	3 lei/m³ =	36 lei
Cofraje	24	m² ×	10 lei/m² =	240 lei
Beton simplu	11,5	m³ ×	80 lei/m³ =	920 lei
Sprijinire puternică și pompare circa				600 lei
Umplerea și compactarea pămîntului în jurul tălpilor	14	m³ ×	3 lei/m³ =	42 lei
Costul total al unei fundații izolate				2 133 lei valută.

Să presupunem că soluția pe piloți necesită 4 piloți duși pînă la 4,5 m adîncime sub nivelul terenului, fiecare preluînd o sarcină de serviciu de 500 kN. Radierul de solidarizare va fi probabil pătrat cu latura de 1,70 m și grosimea de 0,90 m adică va putea fi realizat în întregime deasupra nivelului apei subterane. Va fi necesar un beton de rezistență mai mare și o armare a capului pilotului. Excavarea va fi în întregime manuală. Costul unei fundații izolate va fi cu aproximație:

Excavație, circa	3,80	m³ ×	15 lei/m³ =	57 lei
Surplus de transport	2,30	m³ ×	6 lei/m³ =	14 lei
Cofraj	5,6	m² ×	16 lei/m² =	90 lei
Beton	2,45	m³ ×	82 lei/m³ =	200 lei
Costul armăturii, inclusiv fasonarea și montarea	2 kN	×	110 lei/kN =	220 lei
Reumplerea și compactarea pămîntului în jurul radierului de solidarizare, circa	1,6	m³ ×	5 lei/m³ =	8 lei
Costul a 4 piloți de 3,6 m lungime	14,4	m ×	60 lei/m =	864 lei
Sfărîmarea capului a 4 piloți pentru dezvelirea armăturii și legarea ei de armătura radierului de solidarizare	4 buc.	×	20 lei/buc =	80 lei
Costul total al unei fundații pe piloți				1 533 lei valută

Rezultă că fundația pe piloți este considerabil mai ieftină, economia fiind datorită aproape în întregime evitării sprijinirilor și pompării.

* Costul este dat în lei valută, conform unui curs de 1£=15 lei valută. — *N. T.*

O altă justificare din punct de vedere tehnic şi economic a fundaţiilor pe piloţi apare în cazul unor condiţii de teren foarte variate, ca de exemplu prezenţa unor zone sau lentile neuniforme de argile sau prafuri moi din depozitele glaciare nisipoase. În mod teoretic fundaţiile ar trebui proiectate corespunzător condiţiilor particulare din ficcare punct, adică adoptînd valori mari pentru presiunea pe teren în cazul tălpilor mici din zonele cu nisipuri compacte şi valori scăzute pentru tălpile de fundaţii izolate sau combinate, dispuse pe terenuri mai moi şi compresibile.

Acest procedeu ar necesita însă cercetări geotehnice foarte amănunţite, care ar costa mult, sau altfel fundaţiile ar trebui proiectate în mod individual în funcţie de condiţiile de teren stabilite în timpul lucrărilor de excavaţie. Ultima variantă nu ar permite nici o proiectare prealabilă sau planificare a lucrărilor şi ar conduce la întîrzieri în comandarea şi fasonarea armăturii sau fabricarea cofrajului. Prin adoptarea soluţiei de fundare pe piloţi pentru toate fundaţiile stîlpilor sau ale zidurilor portante, indiferent că sînt pe teren bun sau slab, lucrarea poate fi proiectată şi planificată înainte de a se trece la execuţie; aceasta se va face fără întîrziere şi prin folosirea unor tipuri de piloţi realizaţi pe loc, a căror lungime va putea fi variată corespunzător condiţiilor de teren, mai degrabă decît să se mărească sau să se micşoreze numărul de piloţi. Dacă piloţii din zonele cu condiţii defavorabile de teren vor avea un coeficient de siguranţă corespunzător, tasările vor fi foarte mici, iar diferenţele de tasare dintre stîlpi vor fi neglijabile. Această situaţie va fi greu de realizat în cazul unor tălpi de fundaţie de diferite dimensiuni şi cu diferite presiuni pe teren.

Alegerea tipului de pilot

Odată stabilită necesitatea piloţilor, proiectantul are de făcut o alegere între diferitele tipuri şi dimensiuni. După cum s-a mai menţionat, există de obicei un singur tip optim pentru condiţiile respective de teren. În cele ce urmează se face un rezumat a celor arătate la descrierea diferitelor tipuri de piloţi şi a domeniilor lor specifice de aplicare.

Piloţi bătuţi

Avantaje

1) Materialul pilotului poate fi controlat înainte de introducerea în teren.
2) Sînt stabili în cazul terenurilor refulante.
3) Nu se degradează prin împingerea terenului atunci cînd se bat piloţii adiacenţi.
4) Procedeul de execuţie nu este afectat de apa subterană.
5) Pot fi transportaţi uşor pe apă în special la construcţiile marine.
6) Pot fi bătuţi în lungimi foarte mari.

Dezavantaje

1) Lungimile nu pot fi variate uşor pentru a corespunde adîncimii stratului portant.

2) Se pot rupe în timpul unei bateri puternice, provocînd întîrzieri și cheltuieli pentru înlocuire, sau, ceea ce este mai rău, pot suferi degradări serioase nesesizate în cazul unor condiții grele de batere.

3) Sînt neeconomici atunci cînd cantitatea de material din pilot este determinată mai mult de eforturile rezultate în timpul manipulării și baterii decît de eforturile de serviciu.

4) Zgomotul și vibrațiile din timpul baterii pot provoca neplăceri sau pagube.

5) Dislocuirea terenului datorită baterii piloților în grup poate degrada construcțiile alăturate sau poate provoca ridicarea piloților alăturați, ca urmare a umflării terenului.

6) Nu se pot bate piloți de diametre foarte mari.

7) Lărgirea la bază nu este în general posibilă.

8) Nu pot fi bătuți în cazul unor înălțimi libere reduse.

Piloți bătuți și turnați pe loc

Avantaje

1) Lungimea poate fi ușor modificată, urmărind variația nivelului stratului portant.

2) Tubul este bătut cu capătul inferior, închis, nepermițînd astfel accesul apei subterane.

3) La majoritatea tipurilor este posibilă realizarea unui bulb.

4) Materialul din pilot nu este condiționat de solicitările ce ar apărea în timpul manipulării sau baterii.

5) Folosirea anumitor tipuri permite micșorarea zgomotului și vibrațiilor.

Dezavantaje

1) Dacă nu se iau în considerare măsuri corespunzătoare la betonarea corpului pilotului, în terenurile refulante se pot produce gîtuiri sau îngustări ale corpului pilotului.

2) Dacă survine un aflux puternic de apă subterană corpul din beton al pilotului poate fi slăbit.

3) Betonul nu poate fi controlat după turnare.

4) La cele mai multe tipuri de piloți lungimea de execuție este limitată.

5) Dislocuirea terenului poate degrada betonul proaspăt din piloții alăturați sau poate provoca ridicarea piloților adiacenți ca urmare a umflării terenului.

6) Zgomotul, vibrațiile și dislocuirea terenului pot provoca neplăceri sau degradarea construcțiilor alăturate.

7) Dacă nu se iau măsuri speciale, nu pot fi folosiți la construcțiile fluviale sau maritime.

8) Nu pot fi bătuți cu diametre prea mari.

9) Nu se pot realiza lărgiri prea mari la bază.

10) Nu pot fi bătuți în condițiile unei înălțimi libere foarte mici.

Piloți forați și turnați în loc

Avantaje:

1) Lungimea poate fi modificată ușor, pentru a fi adaptată condițiilor de teren.

2) Pămîntul scos din foraj poate fi examinat și la nevoie pot fi recoltate probe sau făcute încercări in situ.

3) Pot fi realizate diametre foarte mari (pînă la 3 m).

4) În argile pot fi realizate lărgiri ale bazei pînă la două sau trei diametre.

5) Materialul din piloți nu depinde de condițiile de manipulare sau batere.

6) Pot fi realizate lungimi foarte mari.

7) Pot fi executați fără zgomote sau vibrații apreciabile.

8) Pot fi executați în condițiile unei înălțimi libere foarte mici.

9) Nu apare riscul umflării terenului.

Dezavantaje

1) Pericol de îngustare sau gîtuire în teren refulant.

2) Betonarea este dificilă atunci cînd coloana pilotului este umplută cu apă și nu se utilizează o cameră cu aer comprimat.

3) Betonul nu este turnat în condiții ideale și nu poate fi controlat ulterior.

4) Apa sub presiune poate antrena corpul pilotului și spăla cimentul.

5) În materialele necoezive nu se pot realiza lărgiri ale bazei.

6) Nu poate fi extins ușor deasupra nivelului terenului, în special la construcțiile fluviale sau maritime.

7) Metodele de forare pot afîna nisipul sau pietrișul.

8) În pămînturile necoezive, forarea piloților în grup poate provoca afînarea pămîntului, conducînd la tasări ale construcțiilor învecinate.

9) Nu pot fi realizați în anumite condiții nefavorabile datorită antrenării sau lichefierii în coloană a materialelor foarte moi sau afînate.

Alegerea între tipurile de piloți din cadrul fiecărei categorii

Piloți bătuți

Din lemn. Convenabili pentru încărcări mici sau lucrări temporare. Neconvenabili pentru încărcări mari. Supuși putrezirii, datorită nivelului variabil al apei subterane. Dacă sînt bătuți prea energic pot fi supuși despicării sau „înfloririi" ascunse.

Din beton. Convenabili pentru toate domeniile de încărcare. Betonul poate fi proiectat astfel ca să reziste în condițiile unor terenuri agresive. Ușor adaptabili ca forme și dimensiuni. Dezavantaje: trebuie prevăzută o armătură suplimentară pentru eforturile din manipulare și batere; nu pot fi ușor tăiați sau extinși; susceptibili de degradare ascunsă prin batere energică; cer un interval de timp între turnare și batere.

Din oțel. Convenabili pentru toate domeniile de încărcare. Pot fi ușor tăiați sau extinși. Porțiunile tăiate au valoare ca fier vechi și pot fi utilizate pentru extinderea altor piloți. Pot fi bătuți energic fără a se degrada. Pot fi bătuți la lungimi foarte mari prin sudarea unor tronsoane suplimentare. Unele tipuri provoacă dislocuiri reduse ale pămîntului. Rigidizările de rezistență pot fi ușor sudate sau bulonate. Elasticitatea îi face convenabili pentru construcții

de jetele sau maluri de debarcare. Dezavantaje: la construcțiile maritime sînt supuși la coroziune și necesită o tratare prin vopsire și/sau protecție catodică; în timpul baterii, piloții lungi și subțiri pot fi deformați prin flambare.

Piloți bătuți și turnați pe loc

Din motive lesne de înțeles este greu să se compare între ele tipurile de piloți, elaborate de diverse firme, dar în general se poate afirma că tipurile la care coloana este recuperabilă sînt mai ieftine decît acelea la care tubul sau cămașa din oțel sau beton este lăsată în pămînt pentru a fi umplută ulterior cu beton. Ultimele tipuri însă sînt mai sigure în pămînturile refulante sau în nisipurile acvifere, precum și atunci cînd umflarea terenului face necesară rebaterea. Tipurile la care berbecul acționează asupra unui dop sau unei piese speciale de la baza pilotului pot provoca zgomote și vibrații mai reduse decît acelea la care berbecul acționează la partea superioară a coloanei.

În general procedeul recomandat este de a lua legătura cu mai multe firme executante de piloți și a compara ofertele, lăsînd ca problema să fie hotărîtă pe baza costului. Firmele serioase de piloți nu vor ezita să recunoască, atunci cînd este cazul, că sistemul respectiv de piloți nu este convenabil pentru condițiile de teren date.

Piloți forați și turnați pe loc

Tipurile cele mai simple sînt cele realizate cu ajutorul unor burghie mecanice fără tubare. În condiții favorabile de teren, piloții forați din această categorie, mai scurți decît 6 m, pot fi executați cu mai puțin de 40 lei — valută pe metru. Ei sînt însă convenabili numai pentru pămînturile destul de consistente sau vîrtoase. Atunci cînd trebuie făcută tubarea și se aplică metodele obișnuite de forare, mai lente, costul devine de peste două ori mai mare.

Baza lărgită prezintă avantajul că piloții pot fi mai scurți, aducîndu-i astfel în domeniul adîncimilor realizabile cu anumite tipuri de utilaje. În nisipuri și pietrișuri nu se pot însă realiza baze lărgite pentru piloții forați.

În terenurile acvifere, unde există pericolul de atenuare a nisipului sau pietrișului, sau unde apa sub presiune poate spăla cimentul din beton, sînt necesare metode de betonare cu ajutorul aerului comprimat. În terenurile refulante sînt necesare tipurile care folosesc, pentru realizarea corpului pilotului, betonarea cu aer comprimat sau elemente prefabricate din beton armat.

Foarte adesea, înălțimea liberă disponibilă este aceea care determină alegerea tipului de pilot.

BIBLIOGRAFIE

8.1. Swansbourne, J. F. C. The design and construction of Hindiya Bridge. *Proc. Inst. C.E.*, vol. 8, sept. 1957, p. 1–16.

8.2. A perfoumance Investigation of Pile Driving Hammers and Piles. Lansing, Michigan State Highway Commission, mart. 1965.

8.3. Williams, N. S. Contribution to discussion on „Pile driving in difficult conditions". *Inst. C.E. Works Constr. Div.* 1951.